



GOBIERNO  
DE ESPAÑA

MINISTERIO  
DE FOMENTO

MINISTERIO  
DE AGRICULTURA, ALIMENTACIÓN  
Y MEDIO AMBIENTE

**CEDEX**  
CENTRO DE ESTUDIOS Y  
EXPERIMENTACIÓN  
DE OBRAS PÚBLICAS

**UNED**

## **MÁSTER EN MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

# **REFUERZO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES CON GEOSINTÉTICOS**

Alumno: Hugo Egoavil Perea

Tutor: Jesús González Galindo

Madrid, Septiembre de 2012

## **RESUMEN**

El presente trabajo tiene por objetivo principal evaluar el comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos de baja capacidad portante reforzadas con geomallas y geotextiles. Muchas de las cimentaciones superficiales que se construyen están cimentadas sobre suelos con parámetros de resistencia bajos. Esto conlleva a que se tengan valores de capacidades portantes muy bajas y problemas de asentamientos.

Una alternativa que ayuda a mejorar la capacidad portante y reducir los asentamientos producidos es la de reforzar la cimentación, remplazando parte de este suelo blando o flojo por un relleno granular en combinación con un refuerzo de geosintético. La zona combinada resultante (suelo reforzado) mejorará la capacidad portante de la cimentación y proporcionará una mejor distribución de presiones bajo la zona del suelo reforzado.

La tecnología del suelo reforzado actualmente está bien posicionada dentro de la construcción de obras. Durante los últimos 30 años, el refuerzo de cimentaciones que presentan bajas cargas de hundimiento tomó mucho interés en ser estudiados. Muchos estudios experimentales, analíticos y numéricos han sido realizados para investigar el comportamiento de los suelos reforzados en cimentaciones.

El problema actual es que no existe una metodología de cálculo única. El importante desarrollo de las investigaciones realizadas ha llevado a tener en la literatura distintos tipos de metodologías, el presente trabajo recopila los métodos analíticos e investigaciones y realiza un estudio de éstas propuestas analizando los resultados obtenidos por éstos métodos.

En el presente apartado se muestran algunas de las metodologías analíticas que se encuentran en la literatura y estudios experimentales realizados para determinar los parámetros y variables que contribuyen directamente al incremento de la carga de hundimiento.

Se desarrollaron cálculos mediante las metodologías descritas en las cuales se puede observar el incremento de la carga de hundimiento de una cimentación reforzada.

**PALABRAS CLAVE:** Cimentaciones, Carga de Hundimiento, Refuerzo, Geomalla, Geotextil, Suelo Reforzado, Geosintéticos.

## **AGRADECIMIENTOS**

El presente trabajo se lo dedico a mi madre Yolanda Perea Becerril, a mi abuelita Edelmira Becerril Soto y mis hermanas Katia y Kiara por comprenderme, darme su apoyo en todo momento, ser el motivo de mi lucha diaria en este mundo tan competitivo y ser la base de todo mi crecimiento personal y profesional.

A mi padre Hugo Egoavil Peishot por todos los momentos pasados y hacerme comprender que esta vida esta llena de momentos difíciles y que la actitud que pone uno frente a éstos es la diferencia entre salir victoriosos o no, también a una persona muy especial de gran corazón y muy importante en mi vida al cual considero un padre Hernán Casusol Vilela por su apoyo incondicional.

A mi tutor de tesina Jesús González Galindo, por aceptar ser el coordinador del presente trabajo, por su total disponibilidad y ánimo en estos meses de elaboración, he aprendido mucho gracias a sus consejos y recomendaciones.

Gracias a mis todos mis compañeros de clase por los momentos compartidos , vividos y su apoyo en los momentos que más lo necesitaba, aprendi y sigo aprendiendo de cada uno ustedes.

Gracias a los involucrados en la dirección y profesores del CEDEX: Fernando Pardo, Enrique Asanza, Javier Gonzales, Javier Moreno, José Estaire, Áurea Perucho por sus enseñanzas, consejos y recomendaciones.

También gracias a Juan Carlos y Nelson por confiar en mi capacidad y brindarme apoyo constante en mi desarrollo profesional y académico.

Por último a todos mis amigos que de alguna manera me brindan su apoyo muchas gracias.

## INDICE

<b>REFUERZO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES CON GEOSINTÉTICOS .....</b>	<b>1</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivos .....	2
<b>2. REFUERZO CON GEOSINTÉTICOS. ....</b>	<b>3</b>
2.1. Introducción.....	3
2.2. Materiales constituyentes.....	3
2.3. Principales elementos de refuerzo.....	4
2.3.1. Geotextil .....	5
2.3.2. Geomallas .....	6
2.4. Función de refuerzo .....	8
2.5. Propiedades relevantes del elemento de refuerzo.....	12
2.5.1. Resistencia a la Tracción .....	12
2.5.2. Módulo de Tracción .....	14
2.5.3. Rigidez Flexural .....	16
2.5.4. Variación de las propiedades de los geosintéticos .....	16
2.6. Mecanismo de interacción suelo - refuerzo.....	21
2.6.1. Ensayo de corte directo .....	23
2.6.2. Ensayo de arrancamiento .....	25
<b>3. CARGA DE HUNDIMIENTO SIN REFUERZO.....</b>	<b>28</b>
3.1. Introducción.....	28
3.2. Carga de hundimiento en Suelos Homogéneos.....	28
3.2.1. Formas de rotura .....	28
3.2.2. Carga de Hundimiento.....	31
3.3. Cimentaciones superficiales sobre terrenos estratificados.....	37
3.3.1. Método de disipación de carga.....	37
3.3.2. Método de Meyerhof & Hanna (1980) .....	39
3.3.3. Método de Okamura et al (1998) .....	40
3.3.4. Método de la ROM 05.....	42

3.3.5.	Método de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera.....	43
3.4.	Programas de equilibrio límite .....	44
4.	CARGA DE HUNDIMIENTO CON REFUERZO.....	46
4.1.	Introducción.....	46
4.2.	Mecanismo de refuerzo de una cimentación.....	47
4.2.1.	Efecto membrana (grandes deformaciones) .....	47
4.2.2.	Confinamiento lateral (pequeñas deformaciones) .....	47
4.3.	Estudios en modelos .....	48
4.3.1.	Binquet y Lee (1975).....	49
4.3.2.	Fragaszy y Lawton (1984) .....	50
4.3.3.	Omar et al (1993).....	52
4.3.4.	Shin et al (1993) .....	54
4.3.5.	Yetimoglu et al (1994).....	55
4.4.	Metodologías analíticas .....	58
4.4.1.	Método de Binquet y Lee (1975) .....	58
4.4.2.	Método de Das et al (1996).....	65
4.4.3.	Método de Huang y Menq (1997) .....	66
4.4.4.	Método del DGGT (1997) .....	68
4.4.5.	Método de Wayne et al (1998) .....	72
4.4.6.	Método de Sharma et al (2009) .....	73
5.	CÁLCULOS ANALÍTICOS .....	80
5.1.	Terrenos Arenosos.....	80
5.1.1.	Método de Binquet y Lee (1975) .....	81
5.1.2.	Método de Huang y Menq (1997) .....	82
5.1.3.	Método de Equilibrio Límite .....	83
5.2.	Terrenos Arcillosos.....	85
5.2.1.	Método de Das et al (1996).....	85
5.3.	Terrenos Bicipa. ....	86
5.3.1.	Método del DGGT (1997) .....	87
5.3.2.	Método de Wayne et al (1998) .....	88

5.3.3.	Método de Sharma et al (2009) .....	88
5.3.4.	Método de Equilibrio Límite .....	89
6.	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS .....	91
	ANEJO I - BIBLIOGRAFÍA.....	94
	ANEJO II – CÁLCULOS REALIZADOS .....	99

## INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Geotextiles no Tejidos (Kumar&Hua, 2006) .....	5
Figura 2.2: Geotextiles Tejidos (Kumar&Hua, 2006) .....	6
Figura 2.3: Geomallas Uniaxiales (a) Extruida; (b) Soldada (Kumar&Hua, 2006).....	7
Figura 2.4: Geomallas Biaxiales (a) Extruida, (b) Tejida (Kuma&Hua, 2006) .....	8
Figura 2.5: Resultados de los ensayos triaxiales .....	9
Figura 2.6: Movilización respectiva de cohesión y ángulo de fricción debido a los refuerzos....	10
Figura 2.7: Deformaciones en masa de suelo (a) Sin refuerzo; (b) con refuerzo (Abramento, 1998) .....	10
Figura 2.8: Incremento de la resistencia de la masa de suelo reforzada (Ruiken&Ziegler) .....	11
Figura 2.9 Incremento de la resistencia de la masa de suelo reforzada (Ruiken&Ziegler) .....	11
Figura 2.10: Curva Tracción vs Deformación.....	13
Figura 2.11: Variación de la resistencia a la tracción vs masa por unidad de área para geotextiles de polipropileno (Ingold&Miller, 1988) .....	13
Figura 2.12: Influencia de la temperatura sobre la resistencia a la tracción en algunos polímeros (Van Santvoort, 1995) .....	14
Figura 2.13: Curvas tracción vs deformación (a) Comportamiento lineal, (b) Comportamiento lo lineal (Myles & Carswell, 1986) .....	15
Figura 2.14: Mecanismos de interacción suelo-refuerzo (Bahuer & Mowafy, 1988) .....	23
Figura 2.15: Detalle del ensayo de corte (Kumar&Hua, 2006) .....	23
Figura 2.16: Obtención de los parámetros de resistencia en la interface .....	24
Figura 2.17: Detalle del ensayo de arrancamiento (Kumar&Hua, 2006) .....	25
Figura 2.18: Mecanismos de interacción .....	26
Figura 2.19: Ensayos de corte directo y arrancamiento. ....	27
Figura 3.1 Mecanismos de falla (a) Rotura general por corte (b) Rotura local por corte (c) Falla de corte por punzonamiento (Vesic, 1973) .....	29
Figura 3.2 Mecanismos de Falla en función a la densidad relativa (Vesic, 1973) .....	30
Figura 3.3: Superficie de falla convencional (tomado de Budhu, 2010) .....	31

Figura 3.4: Variación del coeficiente $N_y$ .....	35
Figura 3.5: Mecanismo de disipación de cargas.....	38
Figura 3.6: Carga de hundimiento en terreno estratificado (Das, 2009).....	39
Figura 3.7: Mecanismo de rotura (Okamura et al, 1998) .....	41
Figura 3.8: Geometría de la superficie de rotura (González, 2004).....	45
Figura 4.1: Mecanismo de efecto membrana.....	47
Figura 4.2: Mecanismo de confinamiento lateral .....	48
Figura 4.3: Mecanismo de rotura (Bingue y Lee, 1975).....	50
Figura 4.4: Carga de hundimiento a) Caso no reforzado, (b) Caso reforzado (Fragaszy y Lawton, 1984).....	51
Figura 4.5: Efecto del ancho de los refuerzos vs el BCR (Fragaszy y Lawton, 1984).....	52
Figura 4.6: Geometría de los ensayos (Guido et al, 1993) .....	52
Figura 4.7: Carga de hundimiento vs asentamiento (Guido et al, 1993) .....	53
Figura 4.8: Variación del BCR con el ancho del refuerzo (Guido et al, 1993) .....	54
Figura 4.9: Ensayos realizados a) Determinación de la posición del primer refuerzo b) Carga de hundimiento para distintos números de refuerzos (Guido et al, 1993) .....	54
Figura 4.10: Variación del BCR con la relación de profundidad del primer refuerzo (Yetimoglu et al, 1994).....	56
Figura 4.11: Variación del BCR con el espaciamiento de los refuerzos (Yetimoglu et al, 1994)	56
Figura 4.12: Variación del BCR con el número de refuerzos (Yetimoglu et al, 1994) .....	57
Figura 4.13: Relación de la carga de hundimiento y asentamiento (Das. 2008) .....	58
Figura 4.14: Plano de rotura definido (Binguet y Lee, 1975) .....	59
Figura 4.15: Mecanismo de falla (Binguet y Lee, 1975) .....	60
Figura 4.16: Distribución del esfuerzo cortante.....	60
Figura 4.17: Geometría del refuerzo en rotura (Das. 2008).....	61
Figura 4.18: Equilibrio de esfuerzos en el suelo reforzado (Binguet y Lee. 1975) .....	61
Figura 4.19: Variación de I, J y M con respecto a z/B (Binguet y Lee. 1975) .....	63
Figura 4.20: Resistencia al arrancamiento (Binguet y Lee. 1975) .....	64
Figura 4.21: Gráfico para determinar $L_0$ y $X_0$ (Binguet y Lee. 1975).....	65



Figura 4.22: Descripción geométrica de la cimentación reforzada (Das et al, 1996) .....	65
Figura 4.23: Gráfico para la obtención del coeficiente $\alpha_u$ (Das et al, 1996).....	66
Figura 4.24: Mecanismo de cimentación profunda. ....	67
Figura 4.25: Geometría de una geomalla .....	67
Figura 4.26: Configuración del refuerzo (DGGT, 1997) .....	68
Figura 4.27: Representación gráfica de los esfuerzos del método (DGGT, 1997).....	70
Figura 4.28: Mecanismos de falla de una cimentación reforzada (Sharma et al, 2008).....	73
Figura 4.29: Mecanismo de rotura en terreno multicapa (Sharma et al, 2008) .....	75
Figura 4.30: Mecanismo de rotura dentro de la zona reforzada (Sharma et al, 2008) .....	76
Figura 4.31: Distribución simple de asentamientos verticales en arenas (Sharma et al, 2008) .	78
Figura 4.32: Distribución simple de deformaciones en el refuerzo (Sharma et al, 2008) .....	79
Figura 5.1: Esquema referencial de la cimentación reforzada.....	80
Figura 5.2: Superficie de rotura para el caso sin refuerzo. ....	84
Figura 5.3: Superficie de rotura para el caso reforzado.....	84
Figura 5.4: Superficie de rotura para el caso sin refuerzo. ....	89
Figura 5.5: Superficie de rotura para el caso reforzado.....	90

## **INDICE DE TABLAS**

Tabla 2.1: Monómeros de los principales polímeros en geosintéticos (Koerner, 2005)	4
Tabla 2.2: Factores de reducción recomendados (Koerner, 2005)	18
Tabla 2.3: Valores de factor de reducción por fluencia (Koerner, 2005)	20
Tabla 2.4: Mecanismos de Interacción (Marques, 1987)	22
Tabla 4.1: Resumen de los ensayos no reforzados y reforzados	55
Tabla 4.2: Parámetros óptimos (Abu-Farsakh et al, 2008)	74
Tabla 5.1: Geometría a considerar.	81
Tabla 5.2: Parámetros de los suelos.	81
Tabla 5.3: Tabla de resumen de los cálculos obtenidos	82
Tabla 5.4: Tabla de resumen de los cálculos obtenidos	85
Tabla 5.5: Disposición de acuerdo a Das et al (1996)	85
Tabla 5.6: Resumen de los cálculos	86
Tabla 5.7: Geometría a considerar.	86
Tabla 5.8: Parámetros de los suelos.	87
Tabla 5.9: Tabla de resumen de los cálculos obtenidos	87
Tabla 5.10: Tabla de resumen de los cálculos obtenidos	90

## **1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS**

### **1.1. Introducción**

Muchas de las cimentaciones superficiales que se construyen están cimentadas sobre suelos con parámetros de resistencia bajos (suelos flojos o blandos). Esto conlleva a que se tengan valores de capacidades portantes muy bajas y problemas de asentamientos. Esto puede causar algunos problemas como por ejemplo daños estructurales, reducción de la vida útil y posibles inconvenientes con la serviciabilidad de las estructuras cimentadas. Las alternativas de solución tradicionales para estos problemas es el remplazo de una parte del suelo blando o flojo por un material granular de buenas características o aumentar las dimensiones de la cimentación, en algunos casos la combinación de ambas alternativas.

Una alternativa que ayuda a mejorar la capacidad portante y reducir los asentamientos producidos es la de reforzar la cimentación, remplazando parte de este suelo blando o flojo por un relleno granular en combinación con un refuerzo de geosintético. La zona combinada resultante (suelo reforzado) mejorará la capacidad portante de la cimentación y proporcionará una mejor distribución de presiones bajo la zona del suelo reforzado, por lo tanto la reducción de los asentamientos. Durante los últimos 30 años, el uso de suelos reforzados para mejorar la capacidad portante de cimentaciones superficiales ha sido un tema de bastante interés. Muchos estudios experimentales, numéricos y analíticos se han desarrollado para investigar el comportamiento del suelo reforzado para diferentes tipos de suelos (por ejemplo, Binquet y Lee 1975, Huang y Tatsuoka 1990, Kurian et al 1997).

El primer estudio experimental reportado en la literatura fue realizado por Binquet y Lee (1975), para evaluar la capacidad portante en arenas reforzadas con tiras metálicas. Desde el trabajo de Binquet y Lee se han publicado varios resultados de una serie de ensayos de laboratorio, los cuales están relacionados con las mejoras de la capacidad de carga y soporte de cimentaciones superficiales apoyadas sobre BCR (Bearing Capacity Ratio), arenas y arcillas reforzadas con diversos tipos de elementos. Diferentes investigadores han evaluado los beneficios del uso de un suelo reforzado a través de la relación denominada BCR (Bearing Capacity Ratio), la cual se define como la relación entre la capacidad portante de una cimentación reforzada entre una sin refuerzo. Muchas de estas investigaciones tuvieron como objetivo conocer los parámetros y las variables que contribuyen al valor del BCR, entre ellos la profundidad

de la primera y última capa, ancho y espaciamiento de los refuerzos, estos valores son recopilados y discutidos en el desarrollo del presente trabajo.

El problema actual es que no existe una metodología de cálculo única. El importante desarrollo de las investigaciones realizadas ha llevado a tener en la literatura distintos tipos de metodologías, el presente trabajo recopila los métodos analíticos e investigaciones y realiza un estudio de éstas propuestas analizando los resultados obtenidos por éstos métodos.

## **1.2. Objetivos**

El objetivo principal de este trabajo es evaluar el comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos de baja capacidad portante reforzadas con geomallas y geotextiles, este objetivo principal se puede dividir en los siguientes objetivos secundarios:

- Describir los diferentes tipos de elementos geosintéticos utilizados como refuerzo de cimentaciones.
- Estudiar las principales propiedades del elemento geosintético de refuerzo (tipo geomalla y geotextil).
- Recopilar bibliografía de metodologías de cálculo de cimentaciones superficiales sin refuerzo.
- Recopilar bibliografía de metodologías de cálculo y trabajos publicados de cimentaciones reforzadas con geomallas y geotextiles.
- Analizar y discutir los resultados obtenidos mediante las distintas metodologías de cálculo de la carga de hundimiento de una cimentación reforzada[.

## **2. REFUERZO CON GEOSINTÉTICOS.**

### **2.1. Introducción**

El termino Geosintético esta compuesto por dos partes: el prefijo “geo” el cual hace referencia su uso en proyectos de ingeniería civil que implica la presencia suelos y el sufijo “sintético” en referencia al hecho de que éstos materiales son casi exclusivamente hechos por el hombre. Los materiales usados en la producción de los geosintéticos son principalmente polímeros sintéticos derivados de la industria plástica.

Geosintético es un nombre genérico que representa una amplia gama de productos fabricados de materiales poliméricos, los más comunes son geotextiles, geomallas, geonets, geocompuestos, geomembranas entre otros, las propiedades de éstos productos permiten su utilización en distintas aplicaciones en obras civiles tales como: refuerzo, filtración, drenaje, protección, separación, impermeabilización y control de erosión. A pesar de las distintas aplicaciones de los diferentes tipos de geosintéticos este trabajo se concentrará en los que cuya función principal es la del refuerzo de suelos.

Los geosintéticos utilizados en refuerzo de suelos están sujetos a solicitaciones mecánicas tanto en la fase de instalación, construcción y vida útil de la obra. Para esta solicitud la propiedad principal del elemento de refuerzo es su resistencia a la tracción, existen otras propiedades importantes tales como la resistencia al arrancamiento, daños de instalación, fluencia entre otros.

### **2.2. Materiales constituyentes**

La mayoría de los geosintéticos se compone principalmente de polímeros y, en menor medida, por aditivos. Los polímeros son sustancias macromoleculares de naturaleza orgánica, con alto peso molecular, y se obtienen por la combinación de monómeros, que son moléculas de bajo peso molecular.

El monómero es una molécula compuesta de carbono y átomos de hidrógeno. A través de mecanismos químicos, los monómeros pueden unirse para formar largas cadenas moleculares. Este proceso se denomina polimerización.

Desde el mismo monómero, es posible obtener polímeros con diferentes propiedades si se utilizan diferentes tipos de aditivos químicos en el proceso de polimerización. Los aditivos se introducen con el objetivo de mejorar el proceso de fabricación o las

propiedades de un determinado geosintético. Los aditivos más comúnmente utilizados son los estabilizadores térmicos, contra los rayos UV y antioxidantes.

El aumento del peso molecular, que se define como el producto entre el peso molecular del monómero y el grado de polimerización (número de veces que el monómero se repite en la cadena molecular). El aumento de peso molecular provoca un aumento en la resistencia a la tracción, al impacto y al calor, conduciendo a una reducción de la deformabilidad del material y de los efectos de fluidez.

Los polímeros más empleados son: polietileno (PE), polipropileno (PP), poliéster (PET) y poliamida (PA). Los monómeros que dan origen a estos polímeros se presentan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Monómeros de los principales polímeros en geosintéticos (Koerner, 2005)

Polímero	Monómero	Tipos de Geosintéticos
Polietileno (PE)	$\left[ \begin{array}{cc} H & H \\   &   \\ -C & -C- \\   &   \\ H & H \end{array} \right]_n$	Geotextiles Geomembranas Geocompuestos Geomallas
Polipropileno (PP)	$\left[ \begin{array}{cc} H & CH_3 \\   &   \\ -C & -C- \\   &   \\ H & H \end{array} \right]_n$	Geotextiles Geomembranas Geocompuestos Geomallas
Poliéster (PET)	$\left[ \begin{array}{ccccccc} H & H & & O & & O & \\   &   & &    & &    & \\ O-C & -C- & O-C & -C- & O & -C & -C- \\   &   & & & & & \\ H & H & & & & & \end{array} \right]_n$	Geotextiles Geocompuestos Geomallas
Poliamida (PA)	$\left[ \begin{array}{ccccc} H & & & C & \\   & & &    & \\ -N & -(CH_2)_6 & - & C & - \\ & & & & \end{array} \right]_n$	Geotextiles Geocompuestos Geomallas

### 2.3. Principales elementos de refuerzo

Dentro de la amplia gama de geosintéticos que existen disponibles en el mercado mundial, los principales elementos usados para refuerzo son tanto los geotextiles tejidos y las geomallas biaxiales los cuales se detallan a continuación:

### 2.3.1. Geotextil

El geotextil es una manta flexible de poco peso y espesor, el cual es utilizado en distintas aplicaciones de obras civiles, Los polímeros utilizados en la manufactura de las fibras de geotextiles se hacen a partir de los siguientes materiales: polipropileno, poliéster, polietileno y poliamida, los más utilizados son el poliéster y el polipropileno, según el proceso de fabricación se clasifican en:

#### 2.3.1.1 Geotextil no Tejido

Están formados por fibras discontinuas o filamentos largos distribuidos aleatoriamente, consolidándose esta estructura por distintos sistemas según cual sea el sistema empleado para unir los filamentos o fibras (agujado, termo soldado o resinado). El agujado tiene las fibras unidas mecánicamente a través de una costura por agujas, el termo soldado tiene las fibras unidas por un proceso de calentamiento y el resinado mediante un proceso químico, sus principales aplicaciones son la de separación, protección y filtración, este tipo de geotextil no se utiliza como elemento de refuerzo debido a no tienen elevada resistencia a la tracción.

En la figura 2.1 se puede apreciar dos geotextiles los cuales son de poliéster (izquierda) y de polipropileno (derecha).

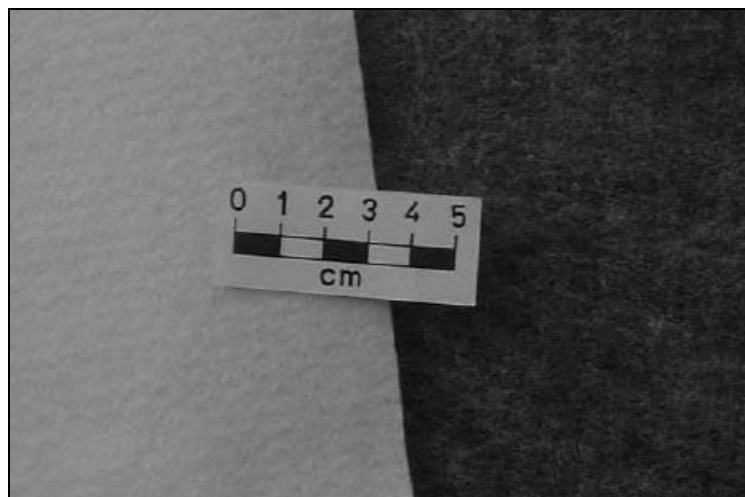


Figura 2.1: Geotextiles no Tejidos (Kumar&Hua, 2006)

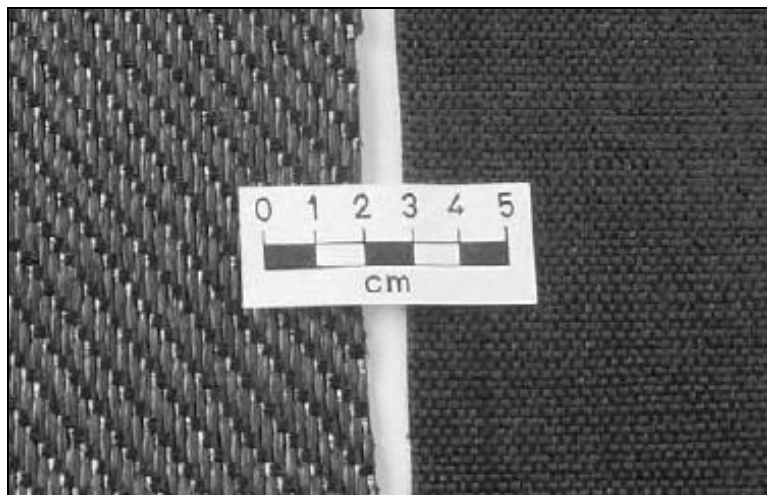
#### 2.3.1.2 Geotextil Tejido

Son fabricados por procesos convencionales de tejido, los hilos en dos direcciones perpendiculares entre sí, su principal aplicación es como elemento de refuerzo de

suelos. El entrelazamiento de las fibras se muestra de diferentes maneras. Según el tipo de tejido los geotextiles se pueden dividir en:

- Geotextiles tejidos por filamentos únicos (monofilamentos).
- Geotextiles tejidos por filamentos múltiples
- Fibrilados.

El espesor de los geotextiles tejidos fabricados a partir de monofilamento y filamentos múltiples varía entre 1,0mm y 2,0mm. Este espesor es superior al de los geotextiles tejidos obtenidos a partir de fibras, generalmente inferior a 0,5mm. Actualmente los fibrilados son los elementos de constitución más comunes en la fabricación de los geotextiles tejidos, se puede apreciar este tipo de geotextil en la figura 2.2.



**Figura 2.2: Geotextiles Tejidos (Kumar&Hua, 2006)**

### **2.3.2. Geomallas**

Es un elemento plano y polimérico que tiene la estructura de malla abierta, tiene elementos de resistencia intersectados llamados costillas, en el proceso de fabricación las costillas pueden estar unidas ya sea por extrusión, soldadura o entrelazado de sus hilos, de acuerdo a esto las geomallas se denominan como: extruidas, soldadas o tejidas.

Estos geosintéticos pueden ser flexibles o rígidos, las geomallas flexibles son compuestas por filamentos principalmente de poliéster de alto modulo revestidas por un polímero bituminoso, mientras que las geomallas rígidas son extruidas y fabricadas a partir de fibras de polietileno (unidireccionales) o polipropileno (Bidireccionales y multidireccionales)

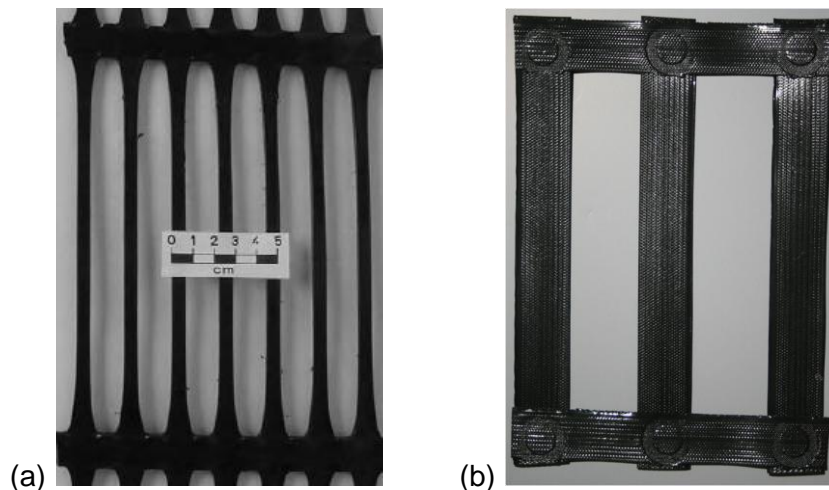


Generalmente, las geomallas son más resistentes que los geotextiles, siendo utilizadas casi exclusivamente como elementos de refuerzo suelos y se pueden clasificar como:

### 2.3.2.1 *Geomalla Uniaxial*

Este tipo de geomallas poseen gran resistencia a los esfuerzos de tracción en la dirección longitudinal. Se emplean en aplicaciones donde se conoce la dirección del esfuerzo principal mayor, estas aplicaciones pueden ser en muros y taludes de suelos reforzados.

Los principales polímeros utilizados para la fabricación de geomallas uniaxiales son el Polietileno de Alta Densidad (PEAD) y el Poliéster de Alta Tenacidad (PET).



**Figura 2.3: Geomallas Uniaxiales (a) Extruida; (b) Soldada (Kumar&Hua, 2006)**

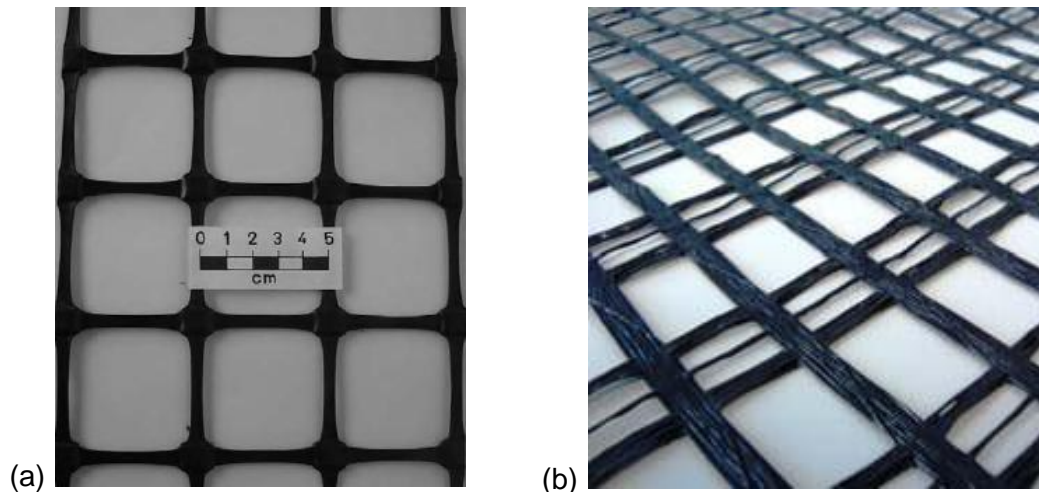
### 2.3.2.2 *Geomalla Biaxial*

Este tipo de geomallas poseen gran resistencia a los esfuerzos de tracción en la dirección longitudinal y transversal. Se emplean en aplicaciones en las cuales los esfuerzos movilizados son esencialmente aleatorios tales como en pavimentos y cimentaciones. Están compuestas por fibras o cintas unidas entre sí, de manera que mantenga su estabilidad dimensional global, resistencia a la tracción y una abertura, sección y forma adecuadas para garantizar una trabazón mecánica significativa con el material granular.

En este tipo de geomallas no es solo importante la resistencia de las fibras o cintas; la resistencia de las costillas es importante ya que el suelo penetra a través de las

aberturas transmitiendo carga de los elementos transversales a los longitudinales vía las uniones.

Los principales polímeros utilizados para la fabricación de geomallas uniaxiales son el Polipropileno (PP) y el Poliéster de Alta Tenacidad (PET).



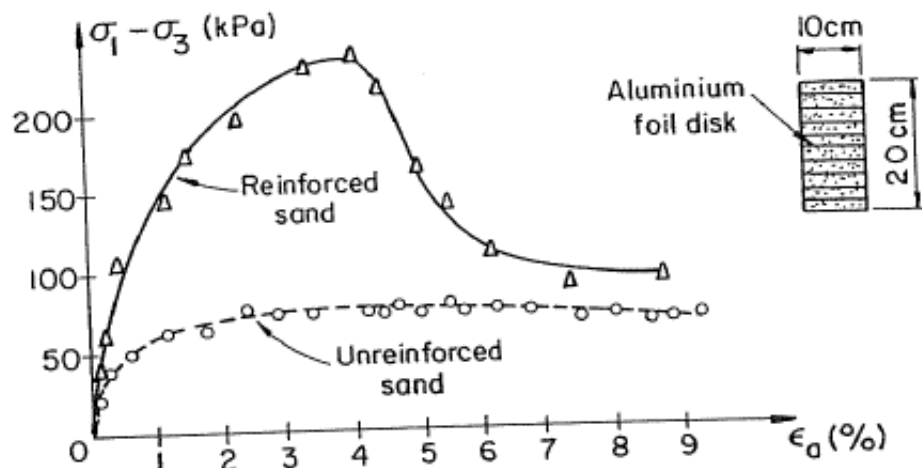
**Figura 2.4: Geomallas Biaxiales (a) Extruida, (b) Tejida (Kuma&Hua, 2006)**

#### 2.4. Función de refuerzo

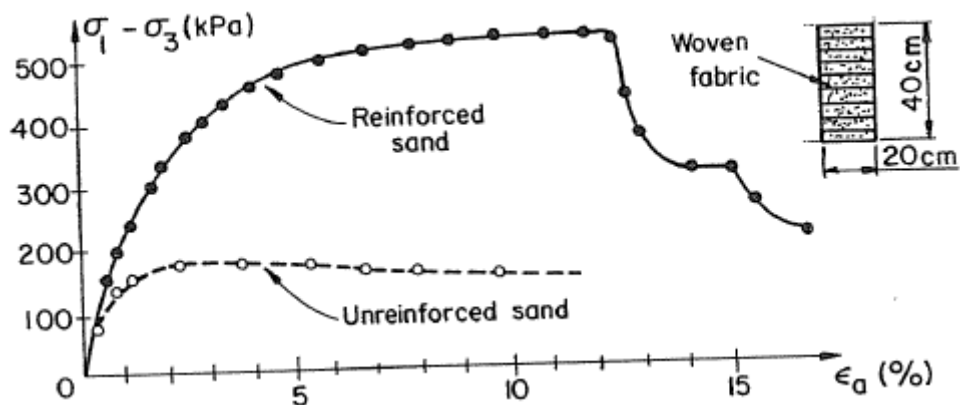
Los geosintéticos realizan la función de refuerzo mediante el mejoramiento de las propiedades mecánicas de una masa de suelo en la que se encuentra incluida, cuando el suelo y el elemento de refuerzo son combinados se forma un material compuesto denominado “Suelo Reforzado”. El concepto de un material compuesto denominado fue introducido por Henry Vidal en 1965 con el desarrollo de la técnica del Suelo Reforzado. Está demostrado que un material compuesto formado por una masa de suelo e inclusiones puede ser considerado como una masa homogénea más resistente y menos deformable que un suelo sin refuerzo.

El concepto de suelo reforzado fue investigado experimentalmente por Schlosser and Long (1972) quienes utilizaron ensayos triaxiales para estudiar el comportamiento de muestras de arena reforzadas con discos de papel aluminio, los resultados se pueden observar en la figura 2.5 (a). Ellos demostraron que existen dos modos principales de fallo, la rotura de los refuerzos y la pérdida de adherencia; para bajos niveles de esfuerzos el comportamiento de los materiales en los ensayos triaxiales a compresión fue aproximadamente similar al de las muestras sin refuerzo.

Ensayos similares fueron realizados por Chandrasekaran (1988) en muestras de arena reforzadas con discos de geotextiles tejidos, los resultados se pueden observar en la figura 2.5 (b), la diferencia principal entre refuerzos casi inextensibles (discos de papel aluminio) y los refuerzos extensibles (discos de geotextil tejido) es el valor de la deformación necesaria para obtener la resistencia pico cuando ocurre la falla como resultado de la rotura de los refuerzos (3% para refuerzos inextensibles y 12% para refuerzos extensibles).



a.- Refuerzo Inextensible

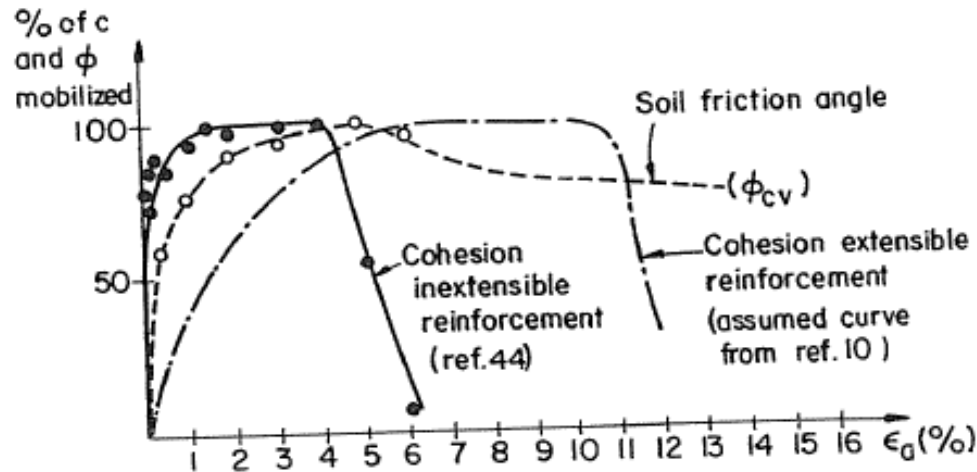


b.- Refuerzo Extensible

Figura 2.5: Resultados de los ensayos triaxiales

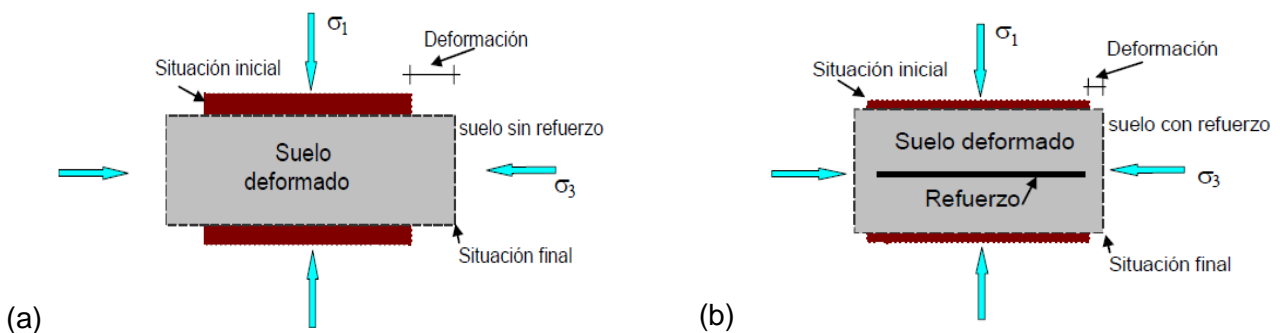
Los refuerzos generan en el suelo un efecto de cohesión aparente, la cual es movilizadada de forma más rápida que el ángulo de fricción del suelo ver figura 2.6, los resultados experimentales señalan que el efecto de ésta cohesión aparente es

directamente proporcional a la resistencia a la tracción e inversamente proporcional al espaciamiento del refuerzo.



**Figura 2.6: Movilización respectiva de cohesión y ángulo de fricción debido a los refuerzos**

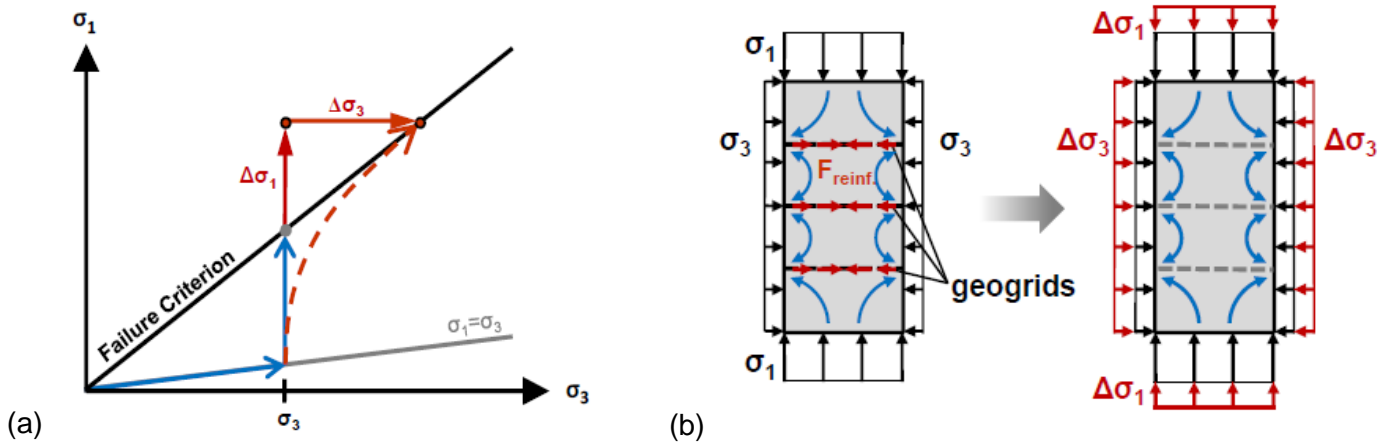
Los suelos en general poseen elevada resistencia a los esfuerzos de compresión pero baja resistencia a los esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, esta sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de tracción (extensión). Sin embargo, si una masa de suelo estuviese reforzada los movimientos laterales de tracción son limitados por la deformabilidad del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias al desenvolvimiento de la resistencia a la tracción en el elemento de refuerzo, en la figura 2.7.



**Figura 2.7: Deformaciones en masa de suelo (a) Sin refuerzo; (b) con refuerzo (Abramento, 1998)**

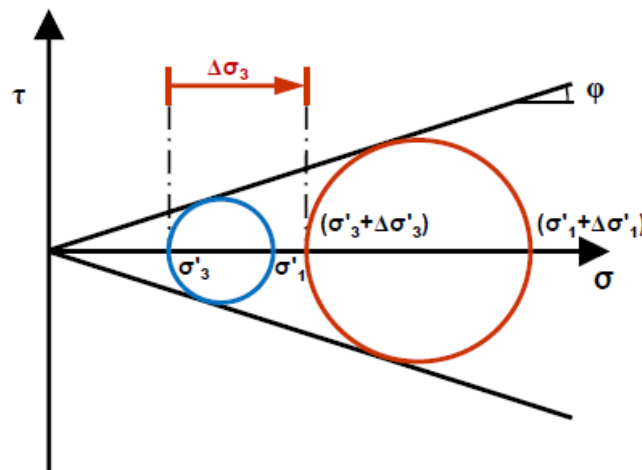
La falla para una muestra sin refuerzo ocurre cuando la carga alcanza el límite crítico de la muestra de suelo. Sin embargo, para el caso reforzado los esfuerzos axiales

exceden el esfuerzo de rotura de la muestra no reforzada en un  $\Delta\sigma_1$ , esto se puede apreciar en la figura 2.8 (a). Si se considera un espaciamiento de refuerzos reducido se produce dentro del suelo un efecto de confinamiento lateral adicional ( $\Delta\sigma_3$ ) que actúa homogéneamente sobre la muestra de suelo, ver figura 2.8 (b).



**Figura 2.8: Incremento de la resistencia de la masa de suelo reforzada (Ruiken&Ziegler)**

Otra forma de mostrar el efecto del refuerzo es mediante el círculo de Mohr tal como se presenta en la figura 2.9, presentada inicialmente por Vidal en 1969, como se puede apreciar el incremento del esfuerzo axial  $\sigma_1$  y esfuerzo confinante  $\sigma_3$  se realiza manteniendo una relación de radios constante  $\sigma_1 / \sigma_3$ .



**Figura 2.9 Incremento de la resistencia de la masa de suelo reforzada (Ruiken&Ziegler)**

Aunque en las obras de ingeniería en cuya función principal del geosintético es la de refuerzo existen variaciones en los tipos de solicitaciones en cuanto a la intensidad,

tiempo de duración, mecanismo de interacción suelo-refuerzo, niveles de deformación, etc. Exigiendo estudios diferenciados y específicos para cada tipo de aplicación.

Las propiedades del geosintético que pueden intervenir varían también en función de su tipo, materia prima y de las condiciones en la que se incluye el refuerzo. Asimismo la correcta especificación de un geosintético para refuerzo comienza por el estudio de sus propiedades relevantes, en el presente trabajo se describirá dos de los principales tipos de elementos de refuerzo y sus propiedades.

## **2.5. Propiedades relevantes del elemento de refuerzo.**

El perfecto desempeño de la función de refuerzo de un geosintético no depende sólo de un correcto dimensionamiento de los esfuerzos solicitantes del proyecto sino también de su correcta especificación, a través de valores adecuados de sus propiedades.

Podemos resumir como relevantes, para el desempeño de la función de refuerzo las siguientes propiedades:

### **2.5.1. Resistencia a la Tracción**

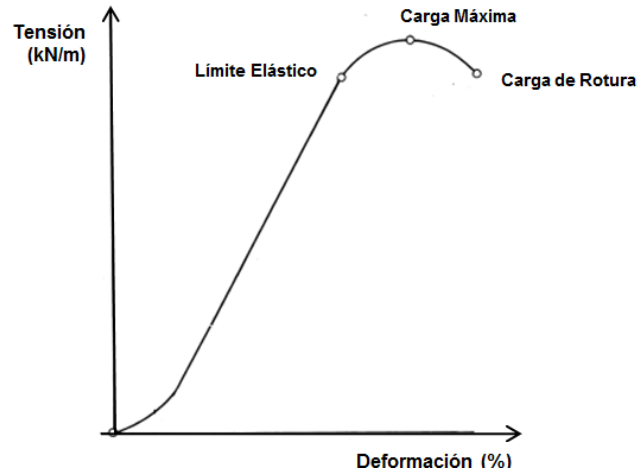
La propiedad mas importante de un refuerzo es su resistencia a la tracción, se define como la máxima carga aplicada por unidad de longitud para una deformación desarrollada en un determinado plano de un geosintético.

Los ensayos más comunes para determinar la resistencia no confinada a la tracción de elementos de refuerzo son la ASTM 4595 e ISO 10319. Las dimensiones de las muestras según la ASTM son de 200mm de ancho y 100mm de largo, sometido a una fuerza de tracción a una velocidad de 200mm/min.

La razón por la cual el ancho de la muestra es superior al largo, es debido a que algunos geosintéticos tienden a contraerse en su longitud bajo una determinada carga. Considerando una relación de aspecto ancho/largo de mínimo 2,0 se puede evitar la contracción, de esta forma se puede simular una condición de deformación plana que reproduce las condiciones en el que algunos geosintéticos se encuentran funcionando en una determinada obra.

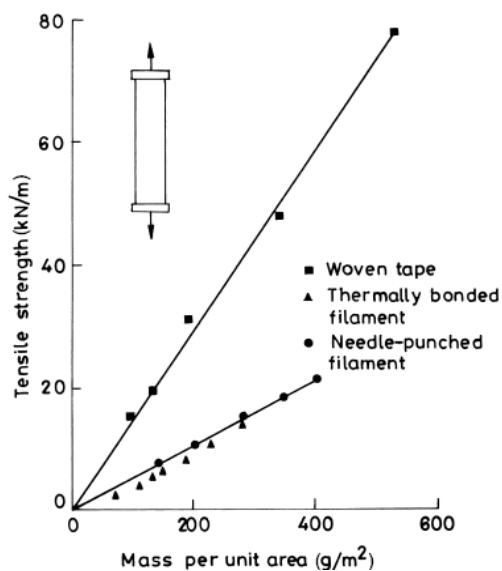
Durante el ensayo, se aplica una fuerza de tracción continua y creciente al refuerzo hasta lograr su rotura. La respuesta del refuerzo cuando están sometidos a tracción se

caracteriza por una curva que relaciona la fuerza por unidad de ancho (kN/m) y la deformación longitudinal (%), el resultado se puede apreciar en la figura 2.10.

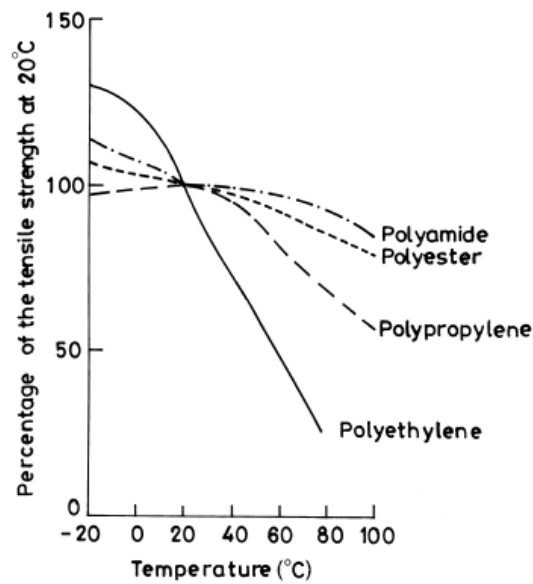


**Figura 2.10: Curva Tracción vs Deformación**

La resistencia a la tracción está íntimamente ligada a la masa por unidad de área del refuerzo (figura 2.11) y a la Temperatura del ambiente (figura 2.12). El efecto térmico es poco importante porque en una obra concreta suele variar poco. Hay que tener en cuenta que el refuerzo se coloca en medio del terreno.



**Figura 2.11: Variación de la resistencia a la tracción vs masa por unidad de área para geotextiles de polipropileno (Ingold&Miller, 1988)**



**Figura 2.12: Influencia de la temperatura sobre la resistencia a la tracción en algunos polímeros (Van Santvoort, 1995)**

### 2.5.2. Módulo de Tracción

Se define como la deformación necesaria para desarrollar una determinada tracción en el elemento de refuerzo, otra definición es la relación entre la variación de la resistencia a la tracción por unidad de ancho entre la variación correspondiente de la deformación, similar al modulo de Young para los materiales de construcción (concreto, acero, etc.).

La figura 2.13 corresponde ensayos de resistencia a la tracción vs deformación de un refuerzo, se puede observar que al comienzo de la prueba tanto la deformación como la resistencia a la tracción son cero, al menos que se haya pre cargado el refuerzo.

Los módulos de tracción tienen unidades de N/m y se clasifican en:

#### 2.5.2.1 Módulo Inicial

Se determina la pendiente inicial de la curva y se pueden obtener módulos bastante exactos, dependiendo del tipo de refuerzo este módulo puede ser significativo o no, por ejemplo para el ensayo representado en la figura 2.13 (a) el modulo inicial tendría un valor muy bajo que no representaría el comportamiento total del refuerzo, incluso esta zona podría ser no considerada si al refuerzo le aplicamos una pre-carga, dependerá del valor de deformación al que se desee trabajar.

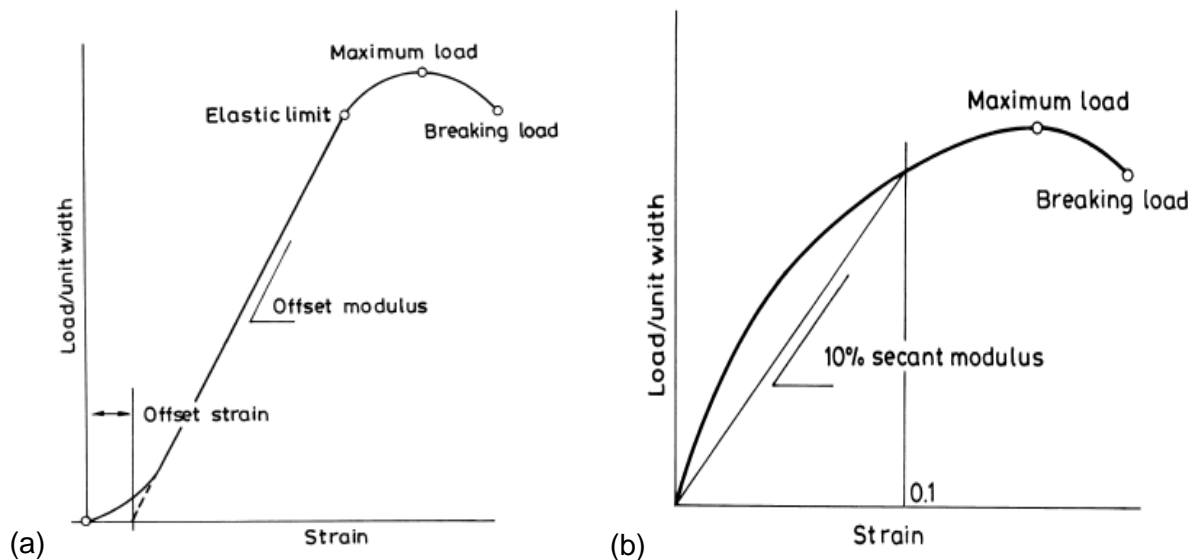


### 2.5.2.2 Módulo Tangente Desplazado

Este concepto se utiliza en algunos casos en los que la pendiente inicial es muy baja, es definida como es el valor máximo del módulo tangente y es obtenido de la pendiente del tramo lineal de la carga – deformación intersectada con el eje de las abscisas, tal como se puede apreciar en la figura 2.13 (a).

### 2.5.2.3 Módulo Secante

Este módulo se utiliza para evitar las arbitrariedades de los módulos antes mencionados y también debido a que los refuerzos sintéticos usualmente no presentan una linealidad en los ensayos a tracción, se determina calculando la pendiente de la recta que une el origen con el valor de la tracción a la deformación requerida.



**Figura 2.13: Curvas tracción vs deformación (a) Comportamiento lineal, (b) Comportamiento no lineal (Myles & Carswell, 1986)**

El confinamiento que produce el suelo en el refuerzo tiene un efecto en las propiedades de la resistencia – deformación, en general el módulo de tracción en un refuerzo confinado es relativamente superior al de un refuerzo no confinado. Esto debido al desarrollo de una fuerza de fricción en el contacto suelo-refuerzo. Es decir, que la deformación bajo una determinada carga en un refuerzo no confinado es mayor que en un refuerzo confinado.

Los ensayos de tracción-deformación confinados son complicados de realizar, tienen un costo elevado y existen pocos laboratorios especializados que lo pueden realizar

debido a esto se utilizan como referencia los ensayos de tracción-deformación no confinados.

### **2.5.3. Rigidez Flexural**

Es la capacidad de un refuerzo de resistir a la flexión bajo su propio peso, se puede medir por su capacidad para formar una estructura plana en voladizo sin exceder una cierta cantidad de flexión por su propio peso. En el ensayo comúnmente utilizado es el ASTM D1388, la muestra de geosintético se coloca sobre una plataforma horizontal con un peso colocado sobre ella. Manteniendo el peso, la muestra es deslizada lenta y continuamente sobre la plataforma en dirección de la longitud mas larga de la muestra de refuerzo, se desliza hasta más allá del borde de la plataforma.

La longitud a medir en el refuerzo es la que se encuentra entre el extremo en voladizo y el borde de la plataforma justo cuando forman un ángulo de  $41.5^\circ$  con la horizontal, la mitad de esta longitud medida se considera como la longitud en voladizo. El cubo de esta cantidad multiplicada por el peso por unidad de área del refuerzo es la Rigidez Flexural la cual tiene unidades de g-cm, se considera un refuerzo rígido aquel cuya rigidez flexural sea mayor a 1000g-cm y flexible si su rigidez flexural es menor a éste valor.

La rigidez de un geosintético nos indica la facilidad de instalación y nos da una idea de su capacidad para resistir daños durante la construcción. Cuando se coloca un geotextil o una geomalla en suelos muy blandos se recomienda que el refuerzo tenga una rigidez elevada.

### **2.5.4. Variación de las propiedades de los geosintéticos**

Los geosintéticos casi siempre se encuentran en contacto con el suelo y están expuestos a condiciones ambientales que pueden ocasionar la reducción de los valores de sus propiedades, éstas propiedades pueden cambiar de manera desfavorable por distintos fenómenos como lo son la fluencia, daños de instalación, daños químicos/biológicos, colmatación, etc.

Los factores de reducción indican la relación entre las propiedades características y las funcionales de un geosintético en las condiciones específicas de un proyecto. Las propiedades características son aquellas que se determinan a partir de los ensayos

rápidos establecidos en las normas e indican las condiciones inherentes de los productos, independientemente de sus futuras condiciones de uso.

Las propiedades funcionales son aquellas que se deben a los ensayos de comportamiento, las cuales dependen de las solicitaciones impuestas por la obra: condiciones de ambiente, interacción con el medio, instalación, fluencia, etc.

Los factores de reducción se tienen que tener en cuenta cuando se va a seleccionar un geosintético para un determinado tipo de función (separación, protección, refuerzo, etc.), éstos se detallarán en el presente apartado teniendo en consideración que el presente trabajo esta relacionado a la función de refuerzo.

Para el caso concreto de refuerzo que se está considerando en este trabajo, el efecto de cambio de propiedades de los geosintéticos se tendría en cuenta reduciendo la resistencia del refuerzo. esto se realiza utilizando la siguiente formula:

$$T_{disponible} = \frac{T_{ultima}}{FR_{ID} \times FR_{CR} \times FR_{CBD}} \quad (2.1)$$

Donde:

$T_{disponible}$  : Resistencia a la tracción disponible para el diseño.

$T_{ultima}$  : Resistencia a la tracción última obtenida del laboratorio.

$FR_{ID}$  : Factor de reducción por daños de instalación.

$FR_{CR}$  : Factor de reducción por fluencia

$FR_{CBD}$  : Factor de reducción por durabilidad (daños químicos/biológicos).

Los valores de los factores de reducción siempre son mayores o iguales a 1.0 y éstos pueden ser obtenidos de varias formas:

- Mediante tablas publicadas en bibliografía técnica.
- A través de ensayos realizados y establecidos por el fabricante.
- A través de ensayos propios y solicitados por los interesados.

En la fase de proyectos básico, cuando aun no se ha definido el tipo exacto de geosintético a ser utilizado, se pueden utilizar factores de reducción tabulados. La

inconveniencia es que los rangos de valores son relativamente grandes, llevando a un FR alto y conservador.

Lo ideal es que sean utilizados, en la fase de proyecto final, valores establecidos por los fabricantes u obtenidos por los interesados, de esta forma obteniendo un valor de FR más realista, compatible con el geosintético a ser utilizado y ciertamente con resultados más económicos.

La tabla 2.2 se muestran rangos de variación de los factores de reducción, apenas con el objeto de ilustrar y dar un ejemplo de su utilización.

Tabla 2.2: Factores de reducción recomendados (Koerner, 2005)

Área de aplicación	Factores de Reducción		
	FR <sub>ID</sub>	FR <sub>CR</sub>	FR <sub>CBD</sub>
Vías no Pavimentadas	1.1 – 1.6	1.5 – 2.5	1.0 – 1.6
Vías Pavimentadas	1.2 – 1.5	1.5 – 2.5	1.1 – 1.7
Terraplenes	1.1 – 1.4	2.0 – 3.0	1.1 – 1.5
Taludes	1.1 – 1.4	2.0 – 3.0	1.1 – 1.5
Muros	1.1 – 1.4	2.0 – 3.0	1.1 – 1.5
Cimentaciones	1.2 – 1.5	2.0 – 3.0	1.1 – 1.6

A continuación se detallan los distintos factores de reducción:

#### 2.5.4.1 Daños de Instalación

Los geosintéticos pueden sufrir daños (abrasión, cortes, huecos, etc.) durante su instalación debido a la colocación y compactación del relleno. En algunos casos los esfuerzos generados durante la instalación pueden ser superiores a los considerados en el diseño mismo, algunos geosintéticos pueden ser más susceptibles a sufrir daños de instalación en climas con temperaturas bajas.

Los daños en los geosintéticos se incrementan con el tamaño, angulosidad de las partículas del material de relleno que están en contacto con el geosintético y con los

esfuerzos generados en el proceso de compactación. Estos daños generados producen una reducción en las propiedades mecánicas de resistencia de los geosintéticos y si existen huecos producen una reducción en las propiedades hidráulicas de los mismos.

Los daños de instalación pueden ser evaluados a través de ensayos o tramos de pruebas en campo. El efecto de los daños de instalación se pueden expresar mediante un factor de reducción parcial que es la relación entre las propiedades mecánicas del geosintético sin daños entre el material con daños, este factor de reducción parcial es usado para reducir la resistencia a la tracción del geosintético aplicado en refuerzo de suelos. Un dato importante es conocer que el día de la instalación del geosintético es el día en el cual sufrirá mayores solicitaciones durante su vida útil, por eso es importante tener un adecuado control de los procesos durante la instalación de los materiales.

#### **2.5.4.2 Fluencia**

Es la capacidad de un material a deformarse, cuando es sometido a una carga estática de larga duración. La magnitud de las deformaciones por fluencia depende de la estructura molecular y composición del material que forma el refuerzo.

El refuerzo, sometido a una carga de tracción constante, lleva un determinado intervalo de tiempo para alcanzar su rotura por fluencia. En general, el factor de reducción por fluencia es definido por el cociente entre la carga de rotura convencional (obtenida en ensayos de tracción simple) y la carga que lleva a la rotura del refuerzo por fluencia.

Debido a la fluencia un geosintético podría alcanzar la ruptura en un determinado tiempo aun cuando este sometido a tracciones muy inferiores a la resistencia a la tracción máxima. Si el geosintético estuviera sometido a una tracción próxima a la máxima, su ruptura por fluencia será más rápida.

La fluencia, la deformación lenta y constante que el geosintético sufre cuando es traccionado es debido al reajuste molecular de su materia prima. Así el grado de fluencia depende del polímero constituyente del geosintético, de la temperatura ambiente y también del valor de la carga de tracción aplicada.

Materias primas tales como el poliéster y la poliamida tienen una susceptibilidad baja a la fluencia mientras que el polipropileno y el polietileno presentan mayor

susceptibilidad. Tal característica puede ser minimizada a través de un tratamiento físico-químico del polímero o la colocación de un factor de seguridad que garantice que el elemento de refuerzo no sufrirá ruptura por fluencia a lo largo de su vida útil.

El ensayo de fluencia, (ISO 13431/98) para geotextiles y productos relacionados propone métodos para la evaluación del comportamiento en deformación y rotura por fluencia, en tracción no confinada.

Para el análisis del comportamiento en deformación, la norma propone aplicar 4 niveles de carga (para cada probeta), seleccionados entre 5 y 60% de la resistencia máxima establecida en ensayo de rotura a la tracción no confinada, determinándose las deformaciones en 1000h. En el análisis de la rotura por fluencia, la norma propone aplicar 4 niveles de carga (3 probetas para cada nivel), seleccionados entre 50 y 90% de la resistencia máxima. Se mide el tiempo necesario hasta la rotura.

Los resultados de ensayos de fluencia son presentados en forma de isócronas de tracción vs deformación, o en función del tiempo para la rotura por fluencia, en la tabla 2.3 se muestra valores referenciales del factor de reducción por fluencia para cada tipo de polímero Koerner (2005)

Tabla 2.3: Valores de factor de reducción por fluencia (Koerner, 2005)

Polímero	Den Hodt	Lawson	Task Force	Koerner
Polipropileno	4.0	2.5 - 5.0	5.0	3.0 - 4.0
Polietileno	4.0	2.5 - 5.0	5.0	3.0 - 4.0
Poliámidas	2.5	1.5 - 2.5	2.9	2.0 - 2.5
Poliéster	2.0	1.5 - 2.5	2.5	2.0 - 2.5

#### 2.5.4.3 Durabilidad

Es la capacidad de un geosintético de mantener y asegurar las propiedades necesarias a lo largo de la vida útil de una obra. Diversos mecanismos de degradación pueden afectar a los materiales poliméricos y pueden actuar de manera aislada o en conjunto, a continuación se detallan los principales mecanismos para la función de refuerzo de suelo:

#### **2.5.4.3.1 Degradación química**

Los geosintéticos pueden entrar en contacto con productos químicos y lixiviados que no se encuentran normalmente dentro del suelo. Este tipo de degradación tiene un efecto en la reducción en el peso molecular del polímero y en el deterioro de sus propiedades. Generalmente se utilizan pruebas índice en los estudios de resistencia química, Muestras de geosintéticos son expuestos por inmersión en líquidos en determinadas condiciones durante un tiempo determinado (generalmente 15 días).

El factor de reducción se determina como el cociente de la resistencia a la tracción de la muestra sin deterioro entre la resistencia a la tracción de la muestra inmersa. Estos ensayos deben de simular las peores condiciones en las cuales el geosintético va a funcionar, esto es necesario para asegurar que cuando se utilice en el proyecto, los geosintéticos no sean sometidos a peores condiciones que las experimentadas en el ensayo de laboratorio.

Las formas más comunes de degradación química son la oxidación y la hidrólisis, en general la degradación química se acelera cuando existen temperaturas elevadas debido a que la energía de activación de estos fenómenos es relativamente alta, esto es una ventaja debido a que la mayoría de las obras civiles se encuentran en ambientes con temperaturas moderadas por lo que este tipo de degradación no es crítica.

#### **2.5.4.3.2 Degradación biológica**

Es el ataque a un polímero realizado por enzimas u otros productos químicos generados por microorganismos (bacteria o fungi), el resultado de este ataque es la reducción del peso molecular y cambios en sus propiedades físicas.

Las resinas utilizadas en la fabricación de los geosintéticos son todas de alto peso molecular por lo que la degradación biológica no es un factor de vital importancia para el periodo de vida útil de la estructura, sin embargo los aditivos podrían ser más vulnerables que las mismas resinas, aunque hasta el momento no existe alguna evidencia de degradación biológica en los geosintéticos.

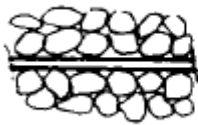









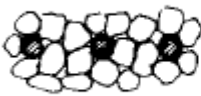
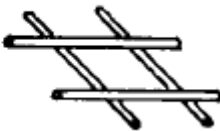

### **2.6. Mecanismo de interacción suelo - refuerzo**

La propiedad mecánica de interacción entre el suelo y el elemento de refuerzo es el factor más importante para el diseño y funcionamiento de estructuras en suelo

reforzado. La interacción depende del tipo de suelo, tipo de refuerzo y como interactúan una con otra, es la responsable principal de la transferencia de esfuerzos del suelo al refuerzo.

El grado de interacción y el desarrollo del mecanismo de fallo es función de la forma del refuerzo, en la tabla 2.4 se muestran algunos de los principales mecanismos.

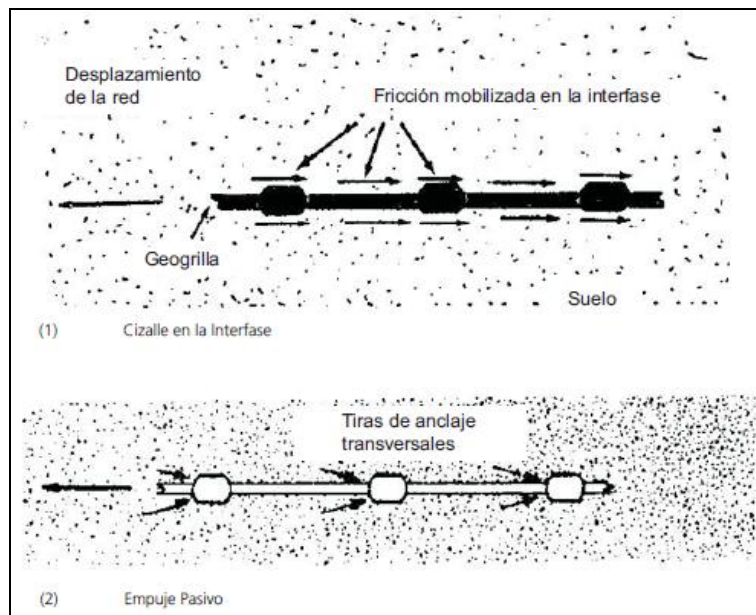
Tabla 2.4: Mecanismos de Interacción (Marques, 1987)

Tipo de Refuerzo			Mecanismo	
			Fricción	Trabazón
Banda Lisa de Metal				
Banda Rugosa de Metal				
Geotextil				
Geomalla				

Cabe indicar que la fricción y trabazón no ocurren simultáneamente, para pequeños desplazamientos relativos entre el suelo y el refuerzo ocurre una movilización de la fricción en la interface. A medida que el desplazamiento relativo aumenta ocurre la movilización progresiva del empuje pasivo del suelo sobre los elementos transversales del refuerzo.

La interacción entre el suelo y la geogrilla es función de la fricción de la interface y del empuje pasivo de los miembros de anclaje (Figura 2.14). Este segundo mecanismo no ocurre en la interface suelo - geotextil.



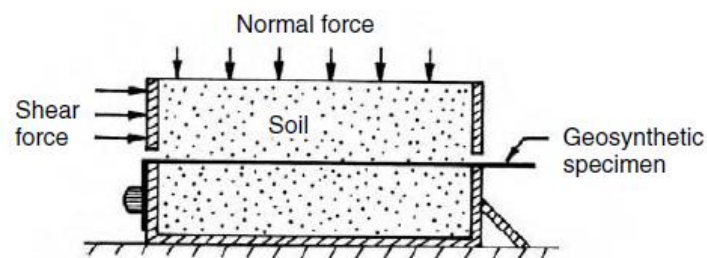


**Figura 2.14: Mecanismos de interacción suelo-refuerzo (Bahuer & Mowafy, 1988)**

Lo importante es identificar correctamente el mecanismo de interacción y la elección de una forma precisa de medirlo, los ensayos mas comunes son los de corte directo y el de arrancamiento.

### 2.6.1. Ensayo de corte directo

En los ensayos de corte directo, se coloca el geosintético entre las dos mitades de la caja de corte, siendo la resistencia movilizada por el desplazamiento relativo de una de las mitades de la caja respecto al geosintético. La mitad inferior de la caja puede ser rellena con suelo o un material rígido (Figura 2.15).



**Figura 2.15: Detalle del ensayo de corte (Kumar&Hua, 2006)**

En la mayoría de los ensayos de rozamiento ejecutados con geotextiles, estos materiales son anclados a un soporte rígido plano colocado en la mitad inferior de la

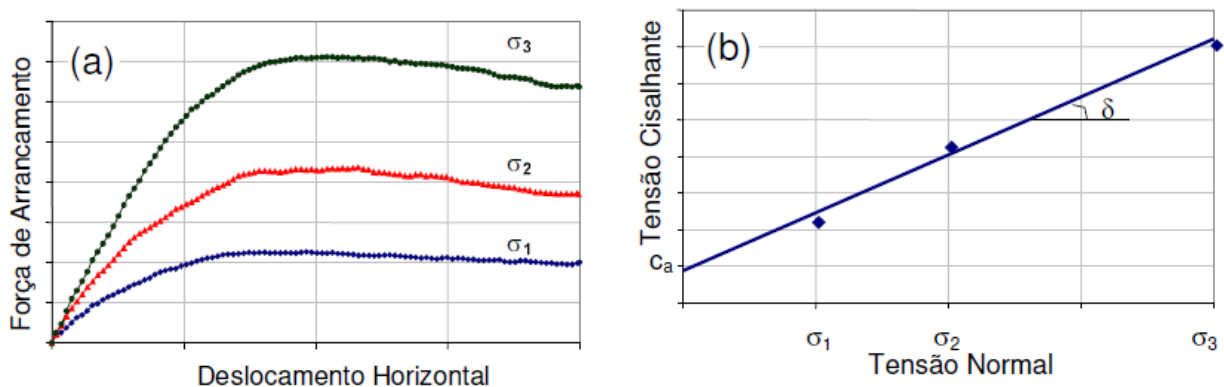
caja de corte. Este procedimiento representa el mecanismo de interacción por fricción que ocurre en la interface suelo-geotextil.

Para las geomallas, se sugiere que los ensayos se ejecuten con suelo en la mitad inferior de la caja de corte. Cuando el movimiento corresponde al rozamiento, la resistencia en la interface suelo-geomalla corresponde a los mecanismos de fricción a lo largo de la superficie de la malla y de fricción suelo-suelo a lo largo de las aberturas de la geomalla.

Se resalta que el suelo puede sufrir deformaciones durante la fase de consolidación, alterando la posición de la geomalla para el inicio del ensayo de corte. Así, el rozamiento puede ocurrir en la interface suelo-suelo.

Durante el ensayo de corte, se mide la fuerza horizontal necesaria para desplazar la mitad superior de la caja de corte bajo una fuerza normal constante. Se considera como valor de tracción de corte a la rotura, la relación entre la fuerza capaz de promover el rozamiento y el área de contacto entre las dos mitades de la caja de corte. En la figura 2.16 (a), el valor de la fuerza capaz de promover el corte corresponde al valor asintótico de la curva fuerza vs desplazamiento horizontal.

El ensayo se repite para diferentes tensiones normales, con la finalidad de definir una relación entre tensiones de corte y tensiones normales (figura 2.16b).



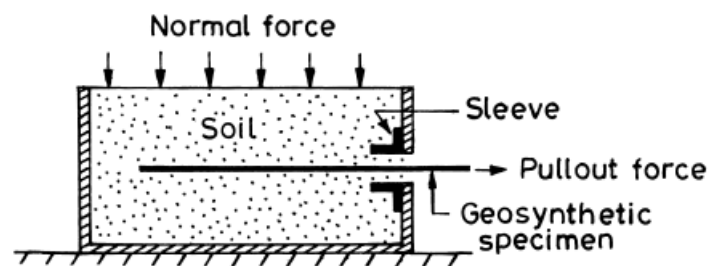
**Figura 2.16: Obtención de los parámetros de resistencia en la interface**

Los ensayos de corte directo, a pesar de ser convenientes para el estudio de la interacción suelo-geotextil, presentan restricciones en cuanto al estudio de la interacción suelo-geomalla, por no considerar el empuje pasivo.

### 2.6.2. Ensayo de arrancamiento

El ensayo de arrancamiento ha sido desarrollado con el objetivo de evaluar el comportamiento de refuerzos embebidos en el suelo cuando están solicitados por una fuerza de tracción capaz de provocar la pérdida de adherencia con el mismo. Este ensayo es considerado el más apropiado al estudio de la interacción suelo-geomalla, pues considera la parte de fricción superficial y empuje pasivo que ocurre en las sollicitaciones de campo.

Los ensayos de arrancamiento son realizados en equipos de corte directo modificados por la adición de una mordaza que impone los desplazamientos horizontales de arrancamiento. Se coloca la muestra de geosintético entre 2 capas de suelo, la extremidad conectada a la mordaza es traccionada a velocidad constante (figura 2.17). Así, el movimiento relativo entre el geosintético y el suelo origina fuerzas en las dos caras del refuerzo, las cuales se oponen al movimiento.



**Figura 2.17: Detalle del ensayo de arrancamiento (Kumar&Hua, 2006)**

Inicialmente, se coloca el suelo en la caja inferior, se posiciona el geosintético horizontalmente sobre el suelo compactado y se conecta el geosintético en la mordaza. Seguidamente, se coloca la caja superior sobre el conjunto y se rellena la caja superior con suelo, se aplica una carga vertical de confinamiento, a través de una placa rígida o una bolsa de aire. Generada la consolidación de la muestra, se aplica la carga horizontal de arrancamiento a velocidad constante. El ensayo prosigue hasta que la carga horizontal se estabilice u ocurra la rotura por tracción del refuerzo.

La resistencia al arrancamiento última ( $P$ ) del refuerzo esta dada por la siguiente ecuación:

$$P = 2.L_e W \sigma_n C_i F \quad (2.2)$$

Donde:

$L_e$  : Longitud empotrada del refuerzo (m).

$W$  : Ancho de la muestra (m).

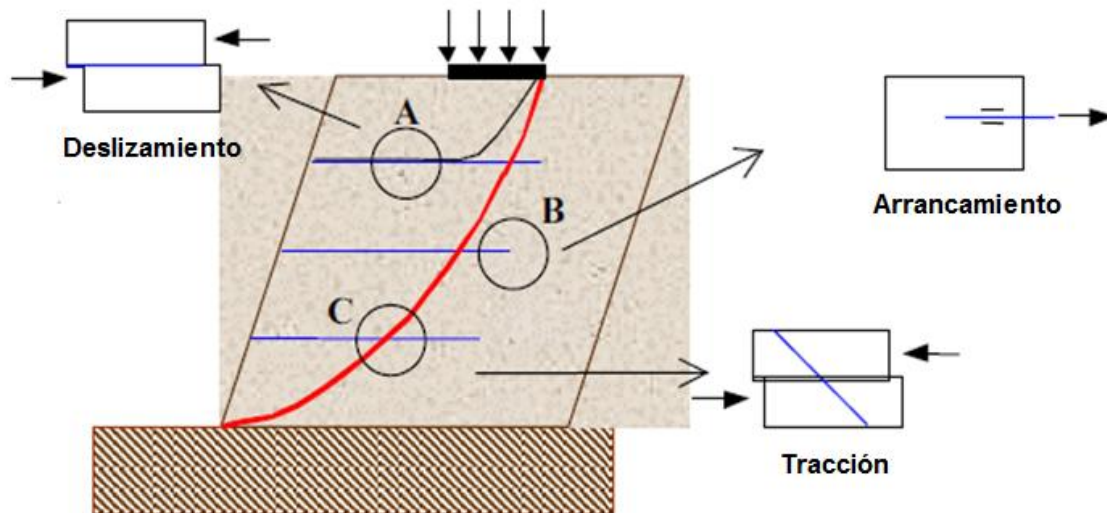
$\sigma_n$  : Esfuerzo normal efectivo ( $\text{kN/m}^2$ )

$C_i$  : Factor de corrección de escala.

$F$  : Factor de resistencia al arrancamiento

Para diseños preliminares se puede considerar valores de  $F$  igual a  $0.8 \tan \phi$  para geomallas y de  $(2/3) \tan \phi$  para geotextiles.

Estos dos ensayos (corte directo y arrancamiento) difieren básicamente por la forma como es que los esfuerzos son aplicados, por los mecanismos de ruptura impuestos, por las trayectorias de tracción y por las condiciones de contorno de cada una. La justificación de utilizar estos dos tipos de ensayos es la similitud con las condiciones de carga encontradas en obras de suelo reforzado, tomando en cuenta la figura 2.18 los ensayos de corte directo simulan correctamente el mecanismo de interacción existente en la zona A, los ensayos de arrancamiento reproducen el mecanismo que ocurre en la zona B y los ensayos de corte directo modificado (refuerzo inclinado) son representativos de la zona C.

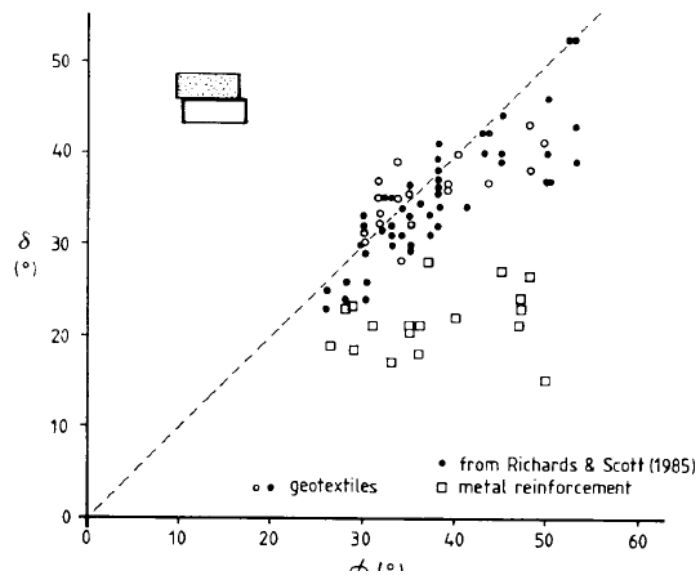


**Figura 2.18: Mecanismos de interacción**

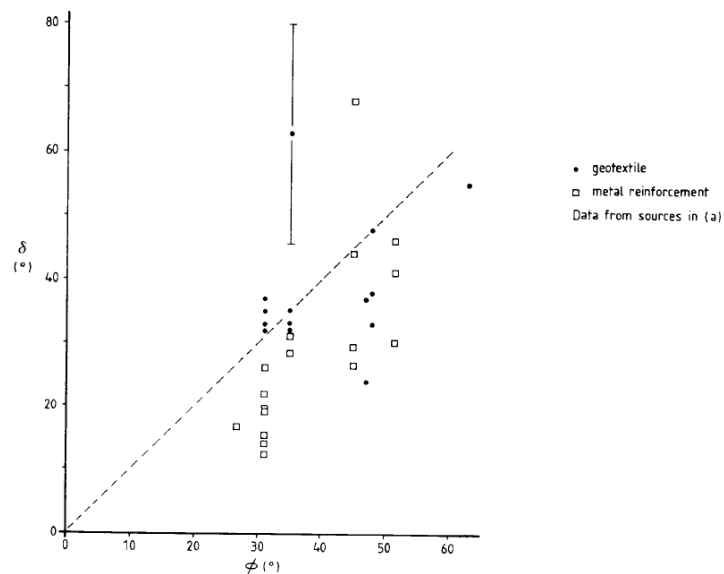
Una forma de medir la confiabilidad de los resultados de los ensayos es que el ángulo de fricción de la interface suelo-refuerzo no puede ser mayor al ángulo de fricción del suelo. En la figura 2.19 (a) y (b) se muestran una colección de resultados de ensayos

de corte directo y arrancamiento (Marques, 1987), los refuerzos que tenían como mecanismo de interacción la trabazón fueron excluidos para poder tener un patrón único.

Valores de ángulos de interacción mayores al ángulo de fricción del suelo se considera que es debido a problemas de contorno o un error de medición del ángulo de fricción del suelo.



a.- Corte directo



b.- Arrancamiento

Figura 2.19: Ensayos de corte directo y arrancamiento.

### **3. CARGA DE HUNDIMIENTO SIN REFUERZO.**

#### **3.1. Introducción**

La cimentación es la parte de la estructura que está en contacto con el terreno y que sirve de elemento transmisor de cargas entre ambos. El suelo debe de ser capaz de resistir las cargas impuestas durante el tiempo de vida útil, sin que se produzca la rotura y con asentamientos tolerables de acuerdo al tipo de estructura a cimentar. Por lo tanto, en el diseño de una cimentación es de suma importancia determinar con cierta precisión la cantidad de esfuerzos que es capaz de soportar el suelo y los asentamientos que van a presentarse.

La forma y dimensión de la cimentación dependerá de la magnitud de las cargas a transmitir al terreno de fundación y de las características del mismo, existiendo cimentaciones del tipo superficial y profunda. Cuando la resistencia del terreno lo permite se realizará una cimentación del tipo superficial o directa las cuales transmiten las cargas al terreno a poca profundidad. En el caso de que debido a las características del suelo no se pueda realizar una cimentación superficial se deberá de optar por un mejoramiento del terreno o realizar una cimentación de tipo profundo.

Existen distintos tipos de fallo de una cimentación, a todos éstos se los conoce como estados límites. Se entiende que una cimentación tiene suficiente seguridad cuando la probabilidad de que durante su vida útil se exceda alguno de los estados límites es lo suficientemente baja. Para ello será necesario analizar todos los posibles modos de fallos, realizando ensayos y realizando los cálculos respectivos, o bien recopilando información de experiencias previas existentes en las cimentaciones de la zona.

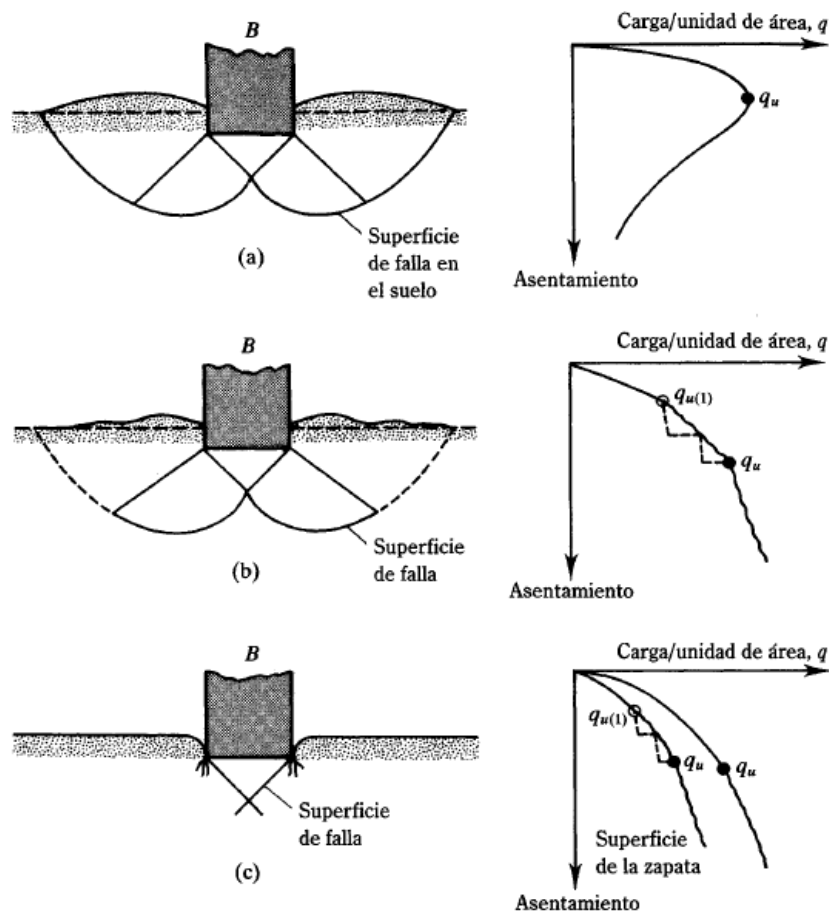
Los estados límites son de dos tipos; estados límites últimos y estados límites de servicio, en este trabajo se investigación se abordará los métodos tradicionales de cálculo que se basan en criterios de rotura (estado límite último) para determinar la capacidad admisible de los suelos.

#### **3.2. Carga de hundimiento en Suelos Homogéneos**

##### **3.2.1. Formas de rotura**

Las ecuaciones teóricas de carga de hundimiento usadas de manera práctica están obtenidas usando el método de equilibrio límite. Prandtl (1920) demostró teóricamente que debajo de la cimentación cuando ésta es cargada verticalmente se forma una

cuña de suelo. Terzaghi (1943) aplicó la teoría de Prandtl para determinar la carga de hundimiento para una cimentación superficial considerando que es continua, rígida, rugosa, cimentada sobre una capa de suelo homogénea y de gran espesor. El mecanismo de falla postulado por Terzagui (1943) y luego modificado por Vesic (1973) se muestra en la figura 3.1



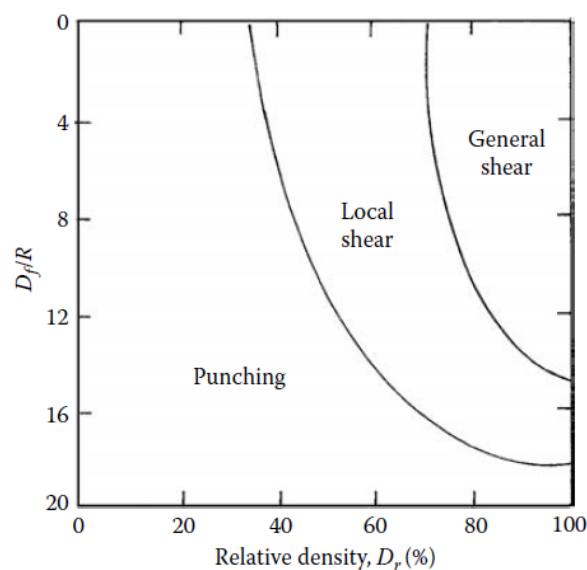
**Figura 3.1 Mecanismos de falla (a) Rotura general por corte (b) Rotura local por corte (c) Falla de corte por punzonamiento (Vesic, 1973)**

Considerando que una cimentación corrida descansa sobre una arena densa o un suelo cohesivo firme (Figura 3.1a), si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se irá incrementando. Esto también se puede apreciar en la figura 3.1a. En cierto punto cuando la carga por unidad de área es igual ( $q_u$ ), tendrá lugar una falla de manera repentina en el suelo que soporta la cimentación y se produce una superficie de rotura continua bajo la cimentación que aflora en el exterior. A esta carga que genera esta rotura se denomina “carga de hundimiento de la cimentación”, y a este tipo de fallo repentino se denomina “Rotura general por corte”.

Si la cimentación descansa sobre un suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado, un incremento de carga también generará un aumento del asentamiento (Figura 3.1b), en este caso el suelo se extenderá de manera gradual hacia el exterior caso contrario al anterior, cuando la carga sobre la cimentación es igual a  $q_{u(1)}$ , se generarán movimientos con sacudidas repentinas. Entonces se requiere un movimiento muy grande de la cimentación para que la superficie de rotura se extienda hasta la superficie del terreno (líneas discontinuas figura 3.1b). La carga por unidad de área de la cimentación  $q_{u(1)}$ , se denomina carga primera de falla según Vesic (1963). No existe un valor máximo de  $q$  para este tipo de falla, la cual es denominada “Rotura local por corte”.

Por último si la cimentación descansa sobre un suelo bastante suelto, en este caso la superficie de rotura no se extenderá hasta la superficie del terreno (figura 3.1c), un incremento de carga también generará un aumento del asentamiento, hasta que en determinado punto para una carga máxima ( $q_u$ ) los valores de los asentamiento aumentarán sin necesidad de aumentar de carga, a este tipo de falla se le denomina “Falla de corte por punzonamiento”.

Los mecanismos de falla dependen de la densidad relativa del suelo ( $D_r$ ), de la gráfica 3.2 se puede obtener para unas determinadas condiciones un determinado mecanismo de falla. Para la mayoría de cimentaciones superficiales, la rotura general por corte ocurre para suelos con  $D_r \geq 70\%$ , rotura local por corte ocurre para suelos con  $30\% \leq D_r < 70\%$ .



**Figura 3.2 Mecanismos de Falla en función a la densidad relativa (Vesic, 1973)**



### 3.2.2. Carga de Hundimiento

Una de las primeras metodologías de cálculo de cimentaciones superficiales corridas fue propuesta por Terzaghi (1943). Su propuesta surgió a partir de ciertas modificaciones realizadas a la propuesta original de Prandtl (1920) que se basaba en la teoría de la plasticidad.

La capacidad de carga de un suelo homogéneo al cual se le aplica una carga vertical a través de una zapada en la superficie, puede ser estimada de modo relativamente fácil por la teoría convencional de Terzaghi (1943), la cual asume lo siguiente:

- El suelo es homogéneo, isotrópico, rígido plástico y continuo.
- La profundidad de empotramiento ( $D_f$ ) es menor al ancho de la cimentación ( $B$ ).
- Se produce una falla del tipo “Rotura general por corte”.
- El ángulo  $\theta$  en la cuña (Figura 3.3) es el ángulo de fricción del suelo ( $\phi'$ ). Poco después Vesic (1973) demostró que el ángulo  $\theta = 45^\circ + \phi'/2$ .
- La resistencia al corte del suelo por encima del plano de la cimentación de la zapada no es considerada (líneas punteadas en la figura 3.3). Meyerhof (1951) posteriormente considera la resistencia al corte de esta zona.
- El suelo por encima del plano de la cimentación puede ser remplazado por una sobrecarga del tipo  $\gamma D_f$  y la base de la cimentación es rugosa.

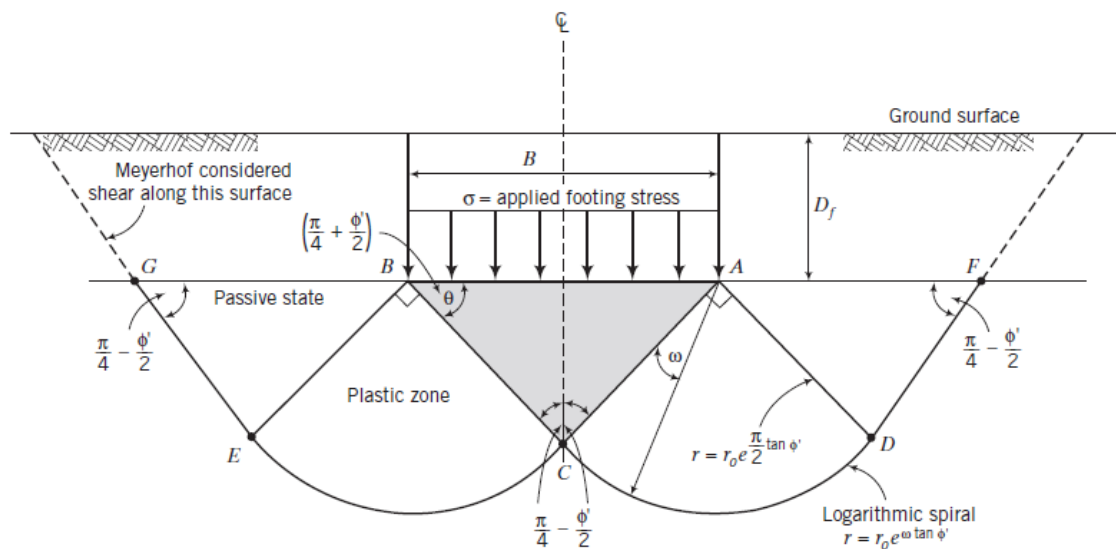


Figura 3.3: Superficie de falla convencional (tomado de Budhu, 2010)

En la figura 3.3 se pueden apreciar 3 zonas en la superficie de rotura, las cuales han sido confirmadas con un elevado número de ensayos efectuados:

- La zona triangular ABC inmediatamente por debajo de la cimentación denominada Zona Activa.
- La Zona Radial BCE, formada por una espiral logarítmica (zona de resistencia radial al corte de Prandtl).
- La zona triangular BEG denominada Zona Pasiva.

Estableciendo el equilibrio en este mecanismo de rotura, Terzaghi obtuvo una carga de hundimiento de una cimentación corrida de la siguiente manera:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad (3.1)$$

Donde:

$q_u$  : Carga de hundimiento de la cimentación.

$c$  : Cohesión del terreno.

$B$  : Ancho de la cimentación.

$\gamma$  : Peso específico del suelo.

$q$  : Sobrecarga equivalente ( $\gamma D_f$ ). Siendo  $D_f$  la profundidad sobre la base de la cimentación.

$N_c, N_q, N_\gamma$  : Factores de capacidad de carga, los cuales son adimensionales y dependen del ángulo de fricción del terreno.

Las ecuaciones de Terzaghi (1943) fueron ampliamente utilizadas por haber sido el primer conjunto de ecuaciones que existieron y por ser bastantes conservativas. Actualmente son más utilizadas las ecuaciones de Meyerhof y Hansen las cuales incluyen los factores de forma, profundidad, inclinación, excentricidad. Las distintas formulas que se utilizan difieren en algunos detalles sobre la obtención de los distintos factores.

En Europa (ROM 05) recomienda el uso de la ecuación de Hansen:

$$q_h = cN_c s_c i_c d_c + qN_q s_q i_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B^* N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma \quad (3.2)$$

Donde:

- $q_u$  : Carga de hundimiento de la cimentación.
- $c$  : Cohesión del terreno.
- $B^*$  : Áncho efectivo de la cimentación ( $B-2e$ , donde “e” es la excentricidad).
- $\gamma$  : Peso específico del suelo.
- $q$  : Sobrecarga equivalente ( $\gamma D_f$ )
- $N_c, N_q, N_\gamma$  : Factores de capacidad de carga.
- $S_c, S_q, S_\gamma$  : Factores de forma.
- $i_c, i_q, i_\gamma$  : Factores de inclinación de carga.
- $d_c, d_q, d_\gamma$  : Factores de profundidad.

Como se puede observar en la ecuación 3.2 la carga de hundimiento se expresa como la suma de tres términos que son calculados de manera independiente: el primero se refiere al efecto de la cohesión del terreno de fundación, el segundo al efecto de la sobrecarga que ejerce el terreno por encima del plano de cimentación y el tercero al peso propio del terreno dentro de la superficie de rotura. Esta metodología no es aplicable directamente cuando existe una heterogeneidad del terreno de cimentación o cuando existe la presencia de un talud cerca de la cimentación.

### 3.2.2.1 Factores de capacidad de carga

Los coeficientes de capacidad de carga son función exclusiva del ángulo de fricción del terreno, las expresiones para determinar los valores de  $N_q$  y  $N_c$  fueron determinados por Prandtl (1929) a partir de la teoría de la plasticidad:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (3.3)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.4)$$

El coeficiente  $N_\gamma$  corresponde al tercer término de la expresión de la carga de hundimiento y es relativo al peso de la masa de suelo a desplazarse en la superficie de rotura. Este coeficiente varía de acuerdo a la metodología que propone cada autor (esto es debido a que no existe una solución exacta que se pueda deducir de la teoría de la plasticidad) al igual que sucede con los factores de forma, profundidad e inclinación.

A continuación se describen algunas de las ecuaciones propuestas para este factor:

$$\text{Caquot \& Kerisel (1953):} \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.5)$$

$$\text{Biarez et al. (1961):} \quad N_\gamma = 1,8(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.6)$$

$$\text{Hansen (1970):} \quad N_\gamma = 1,5N_c \tan^2 \phi \quad (3.7)$$

$$\text{Davis \& Brooker (1971):} \quad N_\gamma = 0,1054e^{9,6\phi} \quad (3.8)$$

$$\text{Meyerhof (1976):} \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi) \quad (3.9)$$

$$\text{Michalowky (1997):} \quad N_\gamma = e^{(0,66+5,1 \tan \phi)} \tan \phi \quad (3.10)$$

$$\text{Ueno (1998):} \quad N_\gamma = 0,477e^{6,52\phi} \quad (3.11)$$

Perkins y Madson (2000):

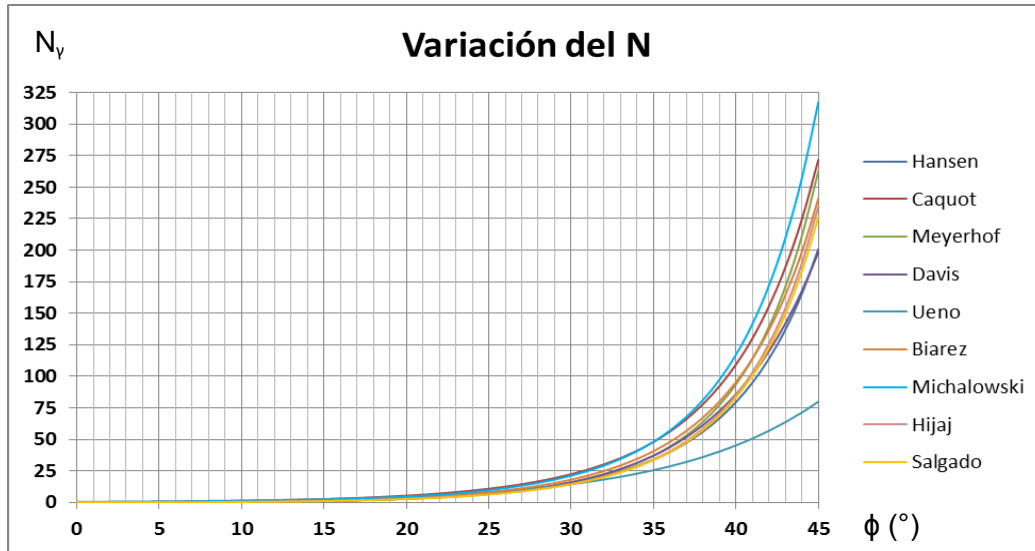
$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \xi \left[ \tan \xi \cdot \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi\right) - 1 \right] + \frac{\sin \phi \cos \phi}{(1 + 8 \sin^2 \phi)(1 - \sin \phi)} \left[ \left( \tan \xi - \frac{\cot \phi}{3} \right) \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi\right) + \tan \xi \frac{\cot \phi}{3} + 1 \right] \quad (3.12)$$

$$\text{Donde } \xi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

$$\text{Zhu, Clark y Phillips (2001):} \quad N_\gamma = 184 \left( \frac{\gamma B}{p_a} \right)^{-0,35} \quad (3.13)$$

Donde  $p_a$  es la presión atmosférica,  $\gamma$  el peso específico del terreno y B el ancho de la cimentación.

Las ecuaciones utilizadas tanto para la ROM 05 como para la “Guía de cimentaciones de obras de carreteras” utilizan la ecuación 3.5 (Caquot & Kerisel), en la figura 3.4 se ha realizado un grafico de la aplicación de las ecuaciones antes mencionadas.



**Figura 3.4: Variación del coeficiente  $N_\gamma$**

Para ángulos de fricción menores a  $30^\circ$  la variación de los valores de  $N_\gamma$  es mínima, mientras que para valores superiores a  $30^\circ$  las diferencias entre los valores para los distintos métodos crecen de manera exponencial. Considerando que los suelos granulares tienen ángulos de rozamiento superiores a  $30^\circ$  la elección de una adecuada metodología de cálculo del factor  $N_\gamma$  es muy importante.

### 3.2.2.2 Factores de forma

La ecuación general propuesta por Terzaghi fue desarrollada para una cimentación corrida (longitud infinita), en el caso de que la cimentación fuese del tipo rectangular o cuadrada se tienen que introducir los factores de forma multiplicando a cada término de la carga de hundimiento.

Los factores de forma dependen de la geometría de la cimentación, del ancho efectivo ( $B^*$ ) y de la longitud efectiva ( $L^*$ ), para este apartado se considerará el que se muestra en la norma ROM 05.

$$s_q = 1 + \frac{B^*}{L^*} \frac{N_q}{N_c} \quad (3.14)$$

$$s_c = s_q \quad (3.15)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B^*}{L^*} \quad (3.16)$$

### 3.2.2.3 Factores de inclinación de carga

La carga de hundimiento planteada por Terzaghi fue considerada para cargas verticales transmitidas hacia la cimentación, cuando esta carga tiene una inclinación se deben de aplicar factores de deben de introducir los factores de inclinación multiplicando a cada término de la carga de hundimiento.

Para este apartado se considerará el que se muestra en la norma ROM 05.

$$i_q = (1 - 0,7 \operatorname{tg} \delta)^3 \quad (3.17)$$

$$i_u = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1} \geq 0; \text{ Para } \phi=0, \quad i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B^* L^* c}} \right) \quad (3.18)$$

$$i_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \delta)^3 \quad (3.19)$$

Donde:

$\delta$  : Ángulo de inclinación de la carga vertical.

H : Fuerza horizontal.

### 3.2.2.4 Factores profundidad

El terreno que se encuentra sobre el plano de la cimentación en la ecuación general de Terzaghi sólo se consideraba su peso más no su resistencia al corte, los factores de profundidad se incluyeron para introducir este efecto de resistencia en la ecuación general de carga de hundimiento.

En el caso de que la cimentación no tenga empotramiento éstos factores serían igual a cero, pero en la práctica esto no suelo ocurrir, al igual que los factores anteriores las expresiones se considerarán las de la ROM 05:

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 \operatorname{arctg} \frac{D}{B^*} \quad (3.20)$$

$$d_q = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B^*} \quad (3.21)$$

$$d_\gamma = 1.0 \quad (3.22)$$

Donde D es la profundidad de la base de la cimentación respecto a la superficie y el arco que se menciona en las ecuaciones deberá de estar expresado en radianes. En general los metros superficiales no deberían de ser considerados porque siempre se encuentran alterados y agrietados.

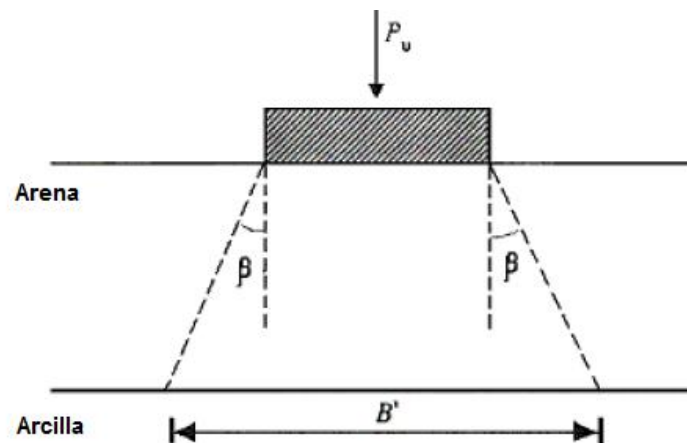
### 3.3. Cimentaciones superficiales sobre terrenos estratificados

La ecuación de carga de hundimiento presentada en el apartado anterior es considerando que el suelo de cimentación es homogéneo, de gran espesor y que los parámetros de cohesión y fricción son constantes con la profundidad. Sin embargo, en la realidad muchas veces nos encontramos con perfiles estratificados del terreno de cimentación, en tal caso la superficie de falla se puede extender por dos o más estrados. Una situación muy común es realizar un mejoramiento del terreno natural colocando un espesor de un suelo de mejores características, usualmente un material del tipo granular. A continuación se describe algunos métodos de cálculo para estimar la carga de hundimiento para el caso de que existe una capa superficial granular y la inferior cohesiva:

#### 3.3.1. Método de disipación de carga.

Para este caso se utiliza un enfoque general y sencillo para estimar la carga de hundimiento, se asume que la camada de suelo granular por debajo de la cimentación disipa las cargas y el terreno arcillo por debajo de esta camada rompe cuando alcanza su carga de rotura (figura 3.5).

Existen varias sugerencias para el valor del ángulo  $\beta$ , entre ellas la de Terzaghi, Jacobsen, Housby, Brocklehurst entre otras. Se conoce que este ángulo depende de la resistencia de la camada granular y de la arcilla.



**Figura 3.5: Mecanismo de disipación de cargas**

Considerando la metodología de Terzaghi & Peck (1948) se puede calcular la carga de hundimiento mediante la ecuación 3.23, considerando que la recomendación de ambos fue que el ángulo de disipación corresponde a una relación 1H:2V:

$$P_u = p_{uc} \left[ 1 + \frac{H}{B} \right] \leq p_{hs} \quad (3.23)$$

Donde:

$p_{uc}$  : Carga de hundimiento de la arcilla.

$p_{us}$  : Carga de hundimiento de la arena.

H : Espesor de la capa de arena superior.

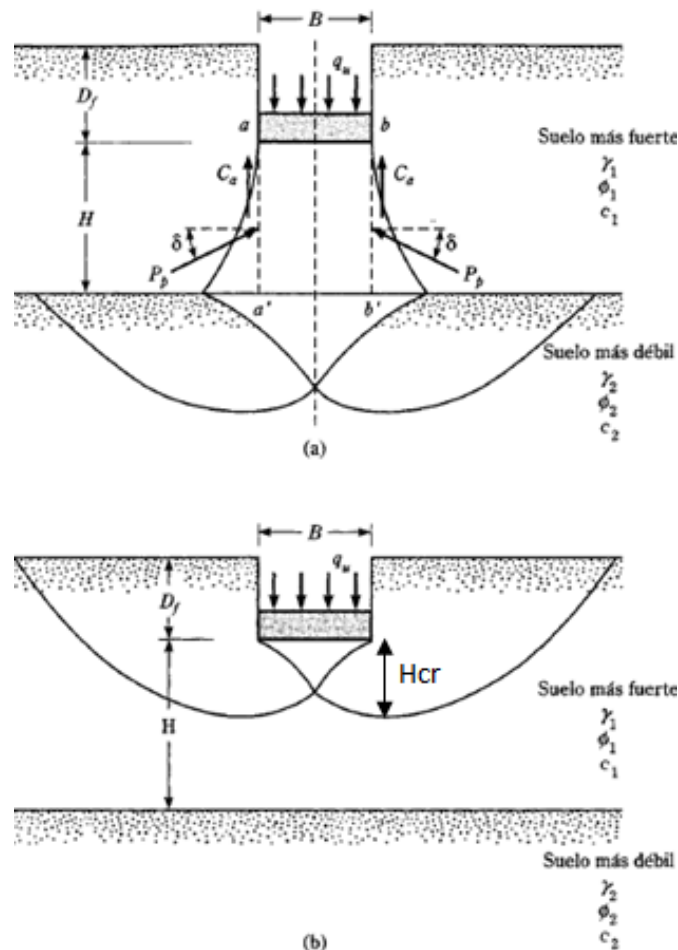
Este procedimiento solamente es apropiado para los casos en que la camada de suelo granular tiene mayor resistencia que el suelo arcilloso. Se recomienda no aplicarla si el terreno inferior es del tipo granular debido a que su carga de hundimiento dependerá del valor del ancho equivalente  $B'$  y ese valor puede disminuir notablemente modificando el valor final de la carga de hundimiento.

El descenso de cargas es válido para ver cómo se transmiten las tensiones y cálculo de asientos. Pero para el hundimiento, si es granular no se debe emplear porque no sabemos cuál es el valor de  $B'$ .



### 3.3.2. Método de Meyerhof & Hanna (1980)

Meyerhof & Hanna desarrollaron una teoría para estimar la carga de hundimiento de una cimentación corrida sobre una capa de suelo de gran resistencia, la cual a su vez se encuentra por encima de un terreno de baja resistencia (Figura 3.6a), esta teoría esta basada en ensayos realizados a escala. Si la relación entre  $H/B$  es relativamente pequeña, una falla por punzonamiento va a ocurrir en la capa de suelo de gran resistencia seguida de una falla del tipo rotura general en la capa inferior (Figura 3.6a), en el caso de que la relación  $H/B$  sea relativamente grande entonces la superficie de falla estará completamente localizada en la camada de suelo de gran resistencia, para esto se deberá de calcular cual es la profundidad máxima de la superficie de falla ( $H_{cr}$ ) y compararla con el espesor de la camada granular  $H$  (Figura 3.6b).



**Figura 3.6: Carga de hundimiento en terreno estratificado (Das, 2009)**

De acuerdo al mecanismo de Prandtl la profundidad máxima ( $H_{cr}$ ) de la superficie de rotura esta dada por la ecuación 3.24

$$H_{cr} = \frac{B}{2 \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} e^{(45 + \frac{\phi}{2}) \tan \phi} \quad (3.24)$$

Considerando la teoría de Meyerhof & Hanna para la estimación de la carga de hundimiento de una cimentación corrida superficial se resuelve la ecuación 3.25

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[ 1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (3.25)$$

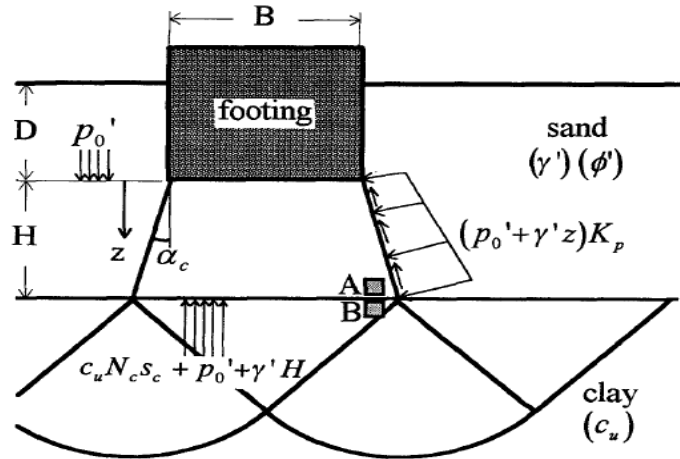
Donde:

- $q_b$  : Carga de hundimiento de la camada inferior
- $c_a$  : Adhesion
- $H$  : Espesor de la camada superior
- $B$  : Ancho de la cimentación
- $\gamma_1$  : Peso específico del suelo de la camada superior
- $D_f$  : Empotramiento de la cimentación
- $K_s$  : Coeficiente de punzonamiento
- $\phi_1$  : Ángulo de fricción del suelo de la camada superior.
- $q_t$  : Carga de hundimiento del estrato superior

Los coeficientes de punzonamiento disminuyen con la inclinación de la carga y en cambio crecen con el incremento del ángulo de fricción y con la resistencia de la camada inferior.

### 3.3.3. Método de Okamura et al (1998)

Okamura et al (1998) desarrollaron un nuevo método de cálculo de la carga de hundimiento de una cimentación apoyada en una camada granular sobre una camada arcillosa. Esta metodología fue basada en los resultados de una serie de ensayos centrífugos. Se propone el descenso de las cargas con un ángulo de inclinación  $\alpha_c$  el cual esta en función del ángulo de fricción de la camada granular, la sobrecarga sobre el plano de la cimentación y la cohesión del terreno (figura 3.7).



**Figura 3.7: Mecanismo de rotura (Okamura et al, 1998)**

Considerando el equilibrio de fuerzas actuando sobre el bloque trapezoidal de la capa granular (incluyendo el peso propio del bloque) se obtiene la ecuación 3.26 para estimar la carga de hundimiento.

$$q_u = \left(1 + 2 \frac{H}{B} \tan \alpha_c\right) (c_u N_c + p'_0 + \gamma' H) + \left(\frac{K_p \sin(\phi - \alpha_c)}{\cos \phi \cos \alpha_c}\right) \frac{H}{B} (p'_0 + \gamma H) - \gamma' H \left(1 + \frac{H}{B} \tan \alpha_c\right) \leq q_t \quad (3.26)$$

$$\alpha_c = \tan^{-1} \left[ \frac{m_1 - m_2 (1 + \sin^2 \phi)}{m_2 \cos \phi \sin \phi + 1} \right] \quad (3.27)$$

$$m_1 = 5.14 s_u \left(1 + \frac{1}{\lambda_c} \frac{H}{B} + \frac{\lambda_p}{\lambda_c}\right) \quad (3.28)$$

$$m_2 = \frac{m_1 - \sqrt{m_1^2 - \cos^2 \phi (m_1^2 + 1)}}{\cos^2 \phi} \quad (3.29)$$

$$\lambda_p = \frac{D_f}{B} \quad \lambda_c = \frac{5.14 s_u}{\gamma B} \quad (3.30)$$

Donde los valores de  $p'_0$  es debido a la sobrecarga generada por el terreno por encima del nivel de la base de la cimentación y  $K_p$  es el coeficiente de empuje pasivo.

Este método se ajusta bien cuando  $\lambda_c \leq 26$  y  $\lambda_p \leq 4.8$ . También se deberá de calcular la carga de hundimiento considerando solamente la capa granular, asumiendo que esta

tiene un espesor infinito, y luego compararla con la carga de hundimiento calculada con la ecuación 3.25. Se deberá de tomar el valor menor de ambos.

### 3.3.4. Método de la ROM 05

Este método de la ROM 05 considera un suelo blando recubierto por un relleno granular en cuya superficie se le aplica una carga de cimentación, la carga de hundimiento se calcula con la ecuación 3.31

$$p_{vh} = p_s + i_s K \frac{H}{B^*} (\gamma H + 2q) \quad (3.31)$$

Donde:

$p_{vh}$  : Carga de hundimiento.

$i_s$  : Coeficiente de inclinación que puede estimarse mediante la expresión:

$$i_s = (1 - 0.5 \tan g\delta)^3 \quad (3.32)$$

$K$  : Coeficiente que depende del ángulo de rozamiento correspondiente a grandes deformaciones del material de la capa superior ( $6\tan^3\phi$ )

$q$  : Sobrecarga sobre la capa granular superior.

$p_s$  : Presión que depende de la resistencia del suelo cohesivo

$$p_s = (\pi + 2)s_u i_c + q i_q - \gamma H (1 - i_q) \quad (3.33)$$

$i_q$  : Coeficiente de inclinación de las sobrecargas

$$i_q = (1 - \alpha \tan \delta)^3 \quad (3.34)$$

$$\alpha = 0.7 - \frac{\gamma H}{10s_u} \geq 0.5 \quad (3.35)$$

$i_c$  : Coeficiente de inclinación para la resistencia al corte

$$i_c = \frac{1}{2} (1 + \sqrt{1 - x}) \quad (3.36)$$

$$x = 10 \tan \delta < 1 \quad (3.37)$$

### 3.3.5. Método de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera.

La Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera describe un método de cálculo bastante sencillo para sistemas multicapa (suelo granular sobre suelo blando) y para comprobar la carga de hundimiento únicamente para la condición a corto plazo. Éste método considera una reducción en la presión vertical debido a la distribución de esfuerzos generados por la capa de suelo granular, considerando como una pendiente de distribución de 1H:2V.

$$p_v^{reducido} = p_v \frac{B^* . L^*}{(B^* + H) . (L^* + H)} \quad (3.38)$$

Donde:

$p_v$  : Sobrecarga vertical en la zapata (ecuación 3.39)

$B^*$  : Ancho efectivo de la cimentación ( $B-2e$ , donde “e” es la excentricidad).

$L^*$  : Longitud efectiva de la cimentación ( $L-2e$ , donde “e” es la excentricidad).

$H$  : Profundidad de la capa granular de suelo.

$$p_v = \frac{V}{B^* . L^*} \quad (3.39)$$

Donde V es la carga vertical en la zapata, la carga de hundimiento en el estrado blando puede ser calculada con la expresión:

$$p_{vh} = 6s_u \quad (3.40)$$

Donde:

$s_u$  : Resistencia al corte sin drenaje del estrato cohesivo

### 3.4. Programas de equilibrio límite

Existen numerosos programas informáticos que utilizan la teoría de equilibrio límite para determinar los factores de seguridad en taludes, una de las principales ventajas del uso de estos programas es que permite reproducir la geometría de cálculo, motivo por el cual se puede utilizar para el cálculo de la carga de hundimiento de cimentaciones, aunque hay que tener ciertas consideraciones para poder interpretar e introducir los datos necesarios para el cálculo.

En el caso del equilibrio límite pueden existir distintas formas de las superficies de falla entre ellas circulares, rectas o combinadas, aunque lo más común es la forma del tipo circular. Para calcular el coeficiente de seguridad el programa divide el área comprendida entre la superficie de rotura y la superficie de terreno en dovelas, en cada dovela realiza dependiendo de la metodología a utilizar (Janbu, Bishop, Morgenstern & Price, etc) el equilibrio de fuerzas, momentos o ambas, en esta metodología de equilibrio límite se considera que el factor de seguridad es constante en toda la superficie de rotura.

Los métodos de equilibrio límite en algunos casos se pueden tener problemas de convergencia debido a la forma de la superficie de rotura, para determinar el factor de seguridad éstos métodos necesitan resolver una ecuación (ecuación 3.41) implícita para determinar la fuerza normal a la base de cada una de las rebanadas:

$$N'_i = N_i - u_i l_i = \frac{W_i + (X_i - X_{i+1}) - l_i \left[ u_i \cos \alpha_i + \frac{c'_i}{F} \operatorname{sen} \alpha_i \right]}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi'}{F} \operatorname{sen} \alpha_i} \quad (3.41)$$

$N$  : Reacción normal a la base.

$u$  : Presión intersticial.

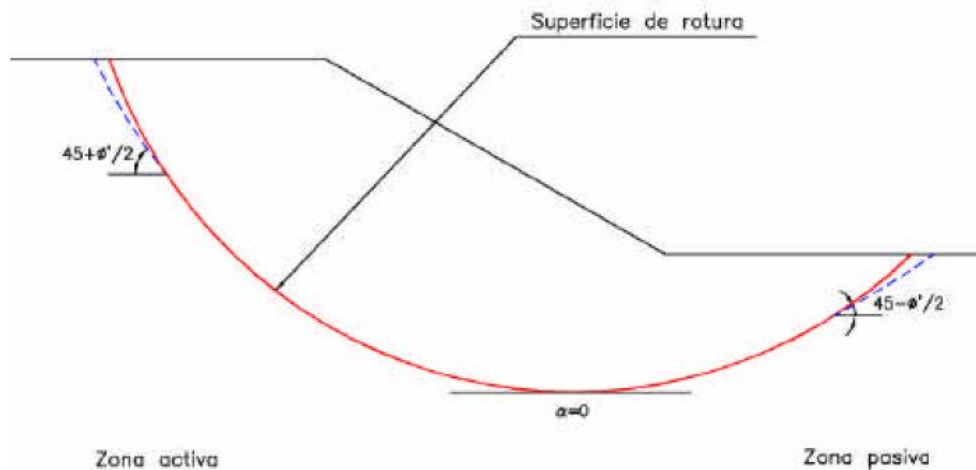
$l_i$  : Longitud de la base de la rebanada.

$X_i$  y  $X_{i+1}$  : Resultante de las tensiones tangenciales en cada lado de la rebanada.

$\alpha$  : Ángulo de la base de la rebanada con la horizontal.

$c'$  y  $\phi'$  : Parámetros efectivos de resistencia.

De acuerdo a la ecuación 3.41 la fuerza normal a la base (N) puede alcanzar valores cercanos a cero o incluso negativo, para evitar esto se puede aplicar la teoría de empujes para introducir condiciones de contorno que ayuden a evitar la generación de problemas de convergencia, para esto se limitan los ángulos de inclinación tanto de la zona pasiva como activa, tal como se puede apreciar en la figura 3.8



**Figura 3.8: Geometría de la superficie de rotura (González, 2004)**

Zona pasiva :  $\alpha < \frac{\phi}{2} - 45^\circ$

Zona activa :  $\alpha < \frac{\phi}{2} + 45^\circ$

El factor de seguridad calculado mediante la teoría de equilibrio límite es aquel por el que hay que dividir los parámetros de resistencia del terreno ( $c'$  y  $\tan\phi$ ) para generar un equilibrio estricto en la superficie de rotura ( $F=1.0$ ), pero para el cálculo del factor de seguridad para la carga de hundimiento no se obtiene mediante la reducción de los parámetros de resistencia sino mediante la comparación entre la carga aplicada en la cimentación y la carga de hundimiento que resiste el suelo.

Para poder calcular la carga de hundimiento mediante la metodología de equilibrio límite hay que ir aumentando la carga que provoca el hundimiento hasta obtener un factor de seguridad igual a 1.0, cuando se obtiene esta condición la carga de hundimiento será el valor de la carga.

## **4. CARGA DE HUNDIMIENTO CON REFUERZO.**

### **4.1. Introducción**

La tecnología del refuerzo de suelos actualmente este bien posicionado dentro de la construcción de obras civiles tales como muros de contención, taludes de suelo reforzado, terraplenes sobre suelos blandos, refuerzo de cimentaciones entre otros. El concepto empleado en la actualidad para el diseño de muros de suelos reforzados fue introducido por el ingeniero francés Henry Vidal (1966) y hasta la actualidad se han construido millones de metros cuadrados de muros y taludes de suelos reforzados en todo el mundo.

Durante los últimos 30 años, el refuerzo de cimentaciones que presentan bajas cargas de hundimiento tomó mucho interés en ser estudiados. Muchos estudios experimentales, analíticos y numéricos han sido realizados para investigar el comportamiento de los suelos reforzados en cimentaciones.

El primer estudio experimental reportado en la literatura fue realizado por Binquet y Lee (1975), para evaluar la capacidad portante en arenas reforzadas con tiras metálicas (laminas de aluminio). Desde los estudios realizados por Binquet y Lee han sido publicados una serie de ensayos en laboratorio mostrado las mejoras de la carga de hundimiento en cimentaciones superficiales reforzadas con distintos tipos de elementos (tiras metálicas, geotextiles, geomallas, etc).

En el presente apartado se muestran algunas de las metodologías analíticas que se encuentran en la literatura y estudios experimentales realizados para determinar los parámetros y variables que contribuyen directamente al valor del BCR (Bearing Capacity Ratio).

Se desarrollaron cálculos mediante las metodologías descritas en las cuales se puede observar el incremento de la carga de hundimiento de una cimentación reforzada.



#### 4.2. Mecanismo de refuerzo de una cimentación

Los mecanismos de refuerzo propuestos para las soluciones analíticas pueden ser categorizados de la siguiente manera:

##### 4.2.1. Efecto membrana (grandes deformaciones)

Este mecanismo se genera cuando la cimentación y el suelo que se encuentra por debajo se desplazan en dirección del sentido de la gravedad debido a la carga aplicada, a causa de esto el refuerzo se deforma y se tensiona. Debido a la rigidez el refuerzo se deforma formando una curva y desarrollando una fuerza hacia arriba que soporta la carga aplicada. Para desarrollar el mecanismo del “Efecto Membrana” se necesita una cierta cantidad de deformación en el refuerzo y una longitud mínima para evitar que el refuerzo falle por arrancamiento. El primer estudio que aplicó este mecanismo en una metodología de cálculo para una cimentación corrida sobre una arena reforzada fue el de Binquet y Lee (1975).

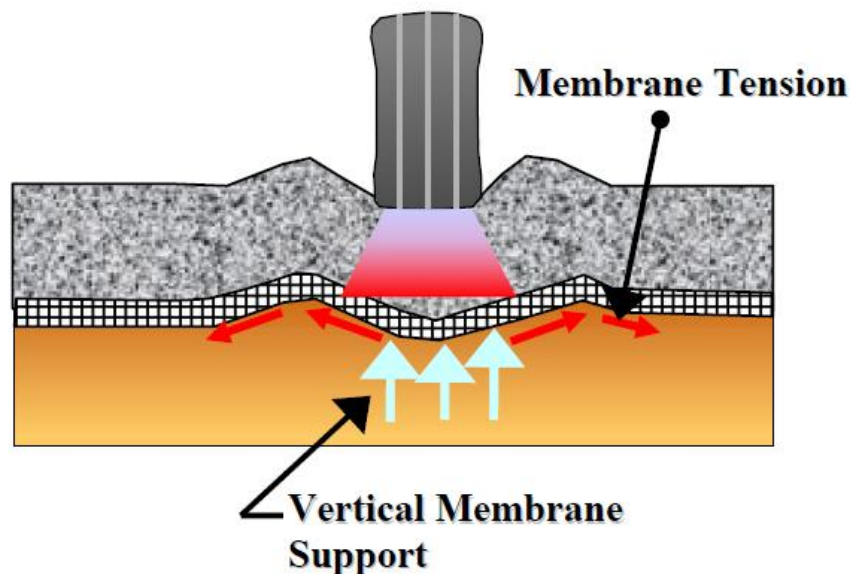
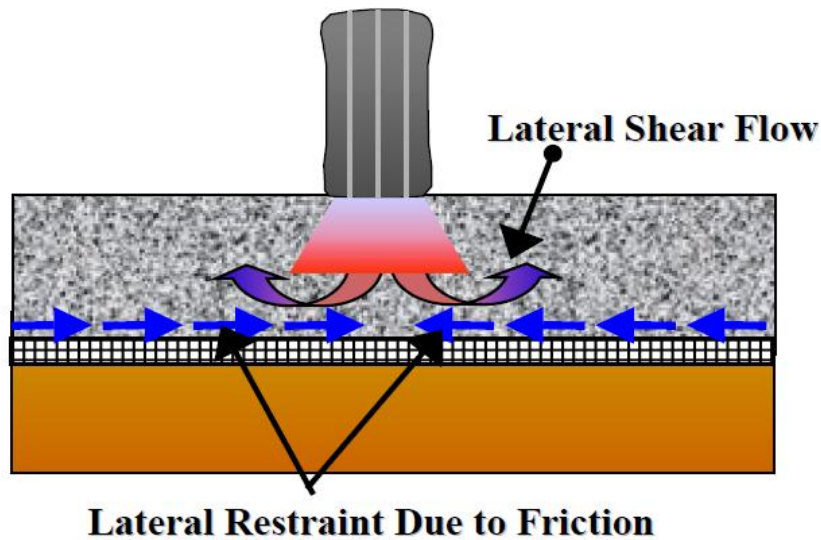


Figura 4.1: Mecanismo de efecto membrana

##### 4.2.2. Confinamiento lateral (pequeñas deformaciones)

Este mecanismo se genera debido a los desplazamientos relativos entre el refuerzo y el suelo, una fuerza de fricción y trabazón es generada en la interface suelo-refuerzo. Debido a éste mecanismo la deformación lateral o deformación por tracción es reducida dando como resultado una reducción en las deformaciones verticales. A causa de que el comportamiento de los suelos dependen del nivel de esfuerzos al que

están sometidos, mejorando el confinamiento lateral se incrementa la resistencia a la compresión del suelo por lo tanto incrementar su carga de hundimiento.



**Figura 4.2: Mecanismo de confinamiento lateral**

El efecto del confinamiento lateral se puede apreciar en las figuras 2.8 y 2.9 donde se puede observar el incremento del esfuerzo confinante debido al refuerzo ( $\Delta\sigma_3$ ) y al incremento de los esfuerzos en rotura ( $\sigma_3 + \Delta\sigma_3$  y  $\sigma_1 + \Delta\sigma_1$ ).

Las primeras investigaciones realizadas consideraron como mecanismo principal el efecto membrana, pero investigaciones posteriores demostraron que se pueden obtener beneficios en el suelo reforzado sin llegar a tener grandes deformaciones. Por lo que el mecanismo principal para un determinado caso va a depender del nivel de deformaciones al que se desea llegar.

#### 4.3. Estudios en modelos

Durante los últimos años se ha realizado numerosos estudios de cimentaciones reforzadas tanto en modelos a escala así como estudios en modelos numéricos. Según Amarante (2010) se han realizado más de 37 principales estudios la mayoría de los cuales destinados a conocer los parámetros que intervienen en el mejoramiento de la carga de hundimiento de una cimentación mediante la inclusión de refuerzos.

En el presente apartado se presenta algunos de los principales estudios realizados:

#### 4.3.1. Binquet y Lee (1975)

Binquet y Lee (1975) fueron los precursores en el estudio del refuerzo de cimentaciones, introdujeron el concepto de BCR (Bearing Capacity Ratio) la cual es obtenida mediante la relación entre la carga de hundimiento de la cimentación reforzada entre la no reforzada para un mismo nivel de asentamiento:

$$BCR = \frac{q_{\text{reforzado}}}{q_{\text{sin refuerzo}}} \quad (4.1)$$

En el estudio desarrollado por Binquet y Lee (1975) se realizaron un total de 65 ensayos simulando las siguientes condiciones:

- Camada de arena homogénea de gran espesor.
- Camada de arena sobre arcilla.
- Camada de arena sobre una cavidad.

En los ensayos realizados los autores estudiaron la influencia que existe entre el espaciamiento que existe entre el nivel de cimentación y el primer refuerzo así como el espaciamiento entre refuerzos en la mejora de la carga de hundimiento, manteniendo los demás parámetros constantes a lo largo de los ensayos.

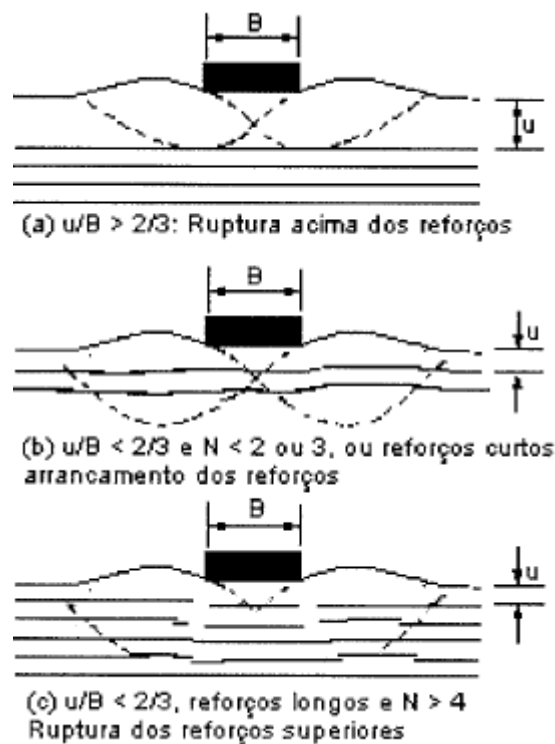
De los ensayos que realizaron, los autores verificaron que para pequeñas deformaciones ( $\delta/B=3\%$ ) la posición del primer refuerzo no influye en el mejoramiento de la carga de hundimiento, pero para deformaciones mayores cuanto más distante este el primer refuerzo de la cimentación menor será el valor del BCR obtenido, incluso llegando a ser igual a 1.0. También verificaron que el número máximo de refuerzos que ejerce un aumento en el BCR es 6.

Binquet y Lee (1975) identificaron 3 principales mecanismos de falla en cimentaciones reforzadas, estos mecanismos dependen de la posición, espaciamiento de los refuerzos, número y longitud de los refuerzos.

- El primer mecanismo de falla se produce por una superficie de rotura entre la base la cimentación y el primer refuerzo, se debe principalmente por dos motivos uno cuando la relación entre la posición del primer refuerzo ( $u$ ) y el ancho de la cimentación ( $B$ ) es superior a 0.67, el segundo motivo es cuando la

rigidez y longitud de este refuerzo son lo suficientemente grandes y generan una zona rígida.

- El segundo mecanismo de falla se produce por el arrancamiento de los refuerzos, ocurre cuando  $u/B$  es menor a 0.67 pero la cantidad de refuerzos es menor a 3 y su longitud es muy corta.
- El tercer mecanismo de falla se produce por la rotura de los refuerzos y ocurre para la condición de  $u/B < 0.67$  pero el número de refuerzos mayor a 3.



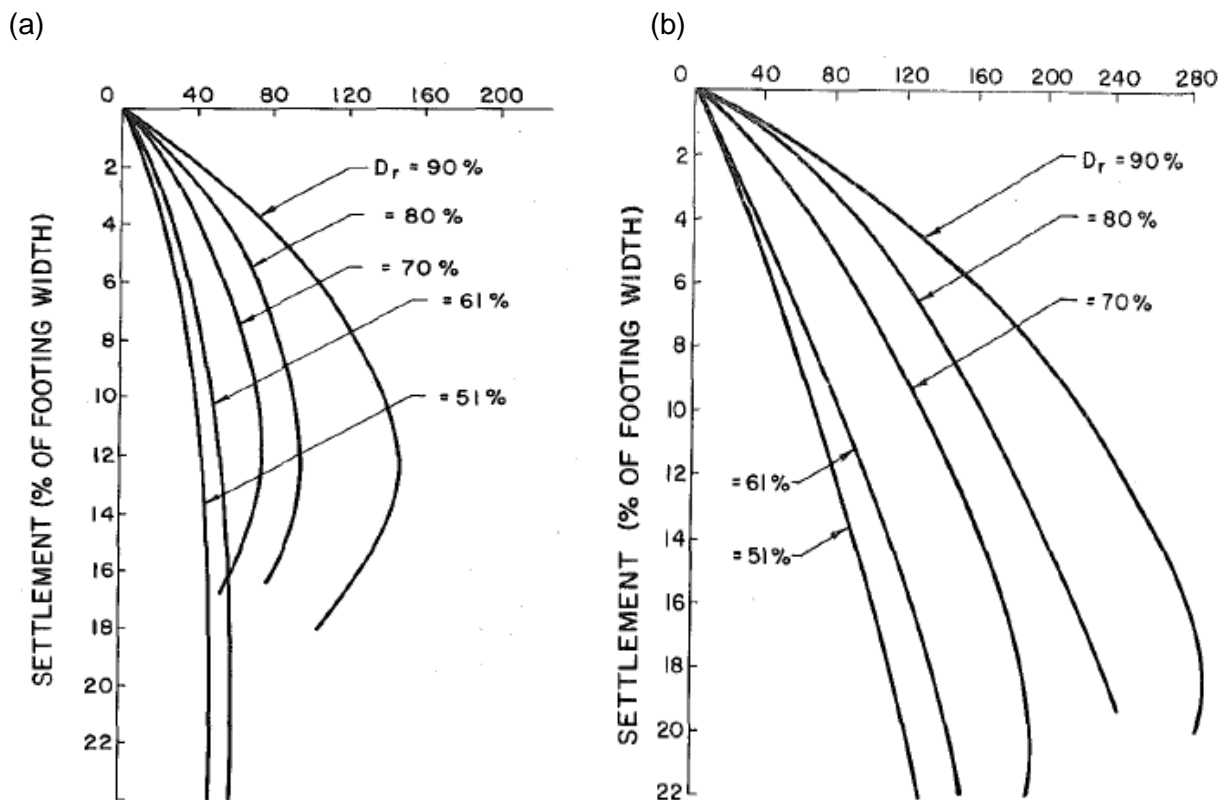
**Figura 4.3: Mecanismo de rotura (Binquet y Lee, 1975)**

#### 4.3.2. Fragaszy y Lawton (1984)

Fragaszy y Lawton (1984) realizaron ensayos en cimentaciones reforzadas en arenas, estudiaron el efecto que produce la densidad relativa del relleno ( $D_r$ ) y el ancho total de los refuerzos de los refuerzos (valor  $b$  figura 4.6). Los ensayos realizados consideraron 3 refuerzos y las cargas de hundimiento medidas fueron para asentamientos de  $0.04B$  y  $0.10B$ .

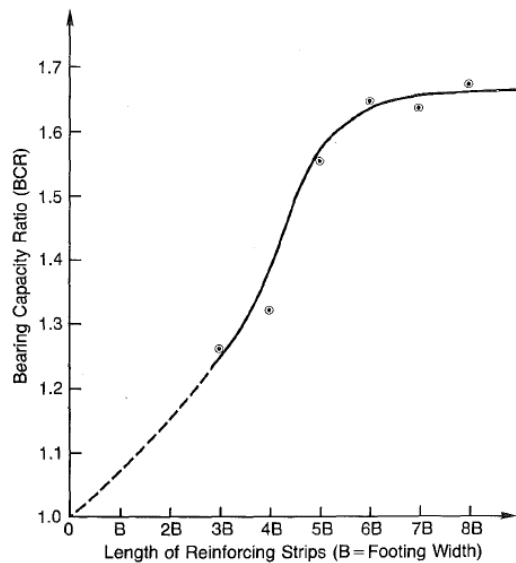
Se realizaron varios ensayos modificando las densidades relativas y se calcularon las cargas de hundimiento para las condiciones no reforzadas y reforzadas, se pudo

observar que existe un mejoramiento debido a la inclusión de los refuerzos, pero se pudo observar que el aumento del valor de la densidad relativa no influye en el aumento del BCR para la condición de asentamiento igual a  $0.10B$ , el BCR se mantuvo constante ( $BCR=1.7$ ) a pesar de haber incrementado la densidad relativa del 50% al 80%. Mientras que para asentamientos pequeños del orden de  $0.4B$  mas cercanos a la condición de servicio el incremento de la densidad relativa si es directamente proporcional con el BCR, esto es debido a que con una mayor compactación existe una mejor interacción suelo-refuerzo.



**Figura 4.4: Carga de hundimiento a) Caso no reforzado, (b) Caso reforzado (Fragaszy y Lawton, 1984)**

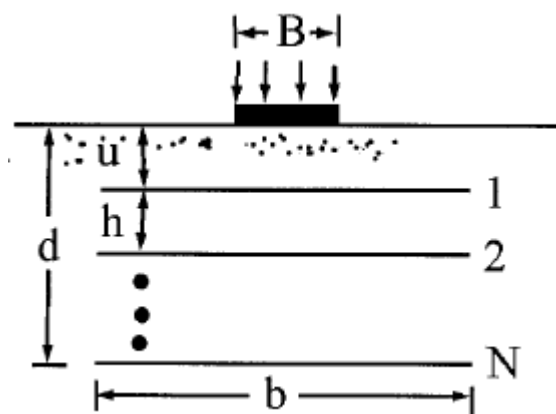
En una segunda etapa de los ensayos que realizaron Fragaszy y Lawton (1984) evaluaron la influencia del ancho de los refuerzos en el valor de la carga de hundimiento, se variaron los anchos entre  $3B$  y  $8B$ , como se puede apreciar en la figura 4.5 existe un valor máximo del ancho del refuerzo, el cual superado no genera incrementos en el BCR.



**Figura 4.5: Efecto del ancho de los refuerzos vs el BCR (Fragaszy y Lawton, 1984)**

#### 4.3.3. Omar et al (1993)

Omar et al (1993) realizaron varios ensayos a escala para estudiar la influencia del posicionamiento de los refuerzos y de su ancho de anclaje en el aumento de la carga de hundimiento de una cimentación. De acuerdo a los autores la carga de hundimiento de una cimentación reforzada depende de varios parámetros tales como: Espesor de mejoramiento, ancho, posicionamiento y espaciamiento de los refuerzos.



**Figura 4.6: Geometría de los ensayos (Guido et al, 1993)**

Se realizaron 11 ensayos en cimentaciones reforzadas sobre arenas donde se fueron variando el número y ancho de los refuerzos a fin de determinar la profundidad crítica

y el ancho crítico, se utilizaron cuatro tipos de geometrías para la cimentación con dimensiones de B/L de 1.0 (cuadrada), 0.5, 0.55 y 0 (cimentación corrida).

De los ensayos los autores pudieron obtener las siguientes relaciones:

$$\frac{d_{cr}}{B} = 2 - 1.4 \frac{B}{L} \quad \text{para } 0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5 \quad (4.2)$$

$$\frac{d_{cr}}{B} = 1.43 - 0.26 \frac{B}{L} \quad \text{para } 0.5 \leq \frac{B}{L} \leq 1.0 \quad (4.3)$$

$$\frac{b_{cr}}{B} = 8 - 3.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.51} \quad (4.4)$$

$$\frac{l_{cr}}{B} = 3.5 \frac{B}{L} + \frac{L}{B} \quad (4.5)$$

En la figura 4.6 se puede observar el mejoramiento de la carga de hundimiento con el aumento del número de refuerzos, también de esta figura se puede observar que la utilización de más de 6 refuerzos no ocasiona un aumento significativo de la carga de hundimiento. En la figura 4.7 se puede observar el aumento del BCR con relación al ancho del refuerzo, se puede llegar a la conclusión que para un ancho de refuerzo superior a 6 veces el ancho de la cimentación no se origina un aumento en el BCR.

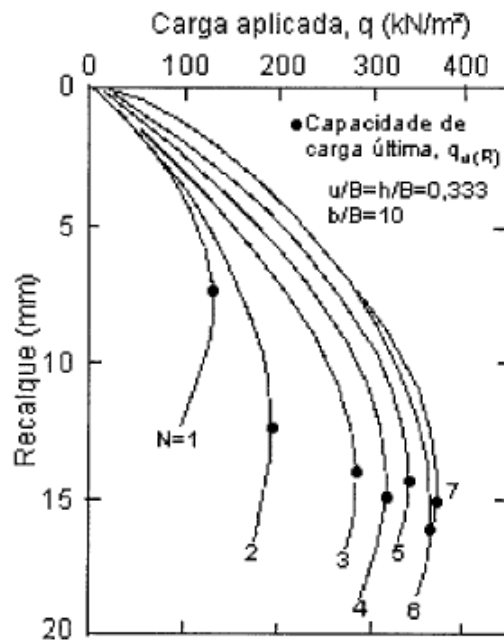
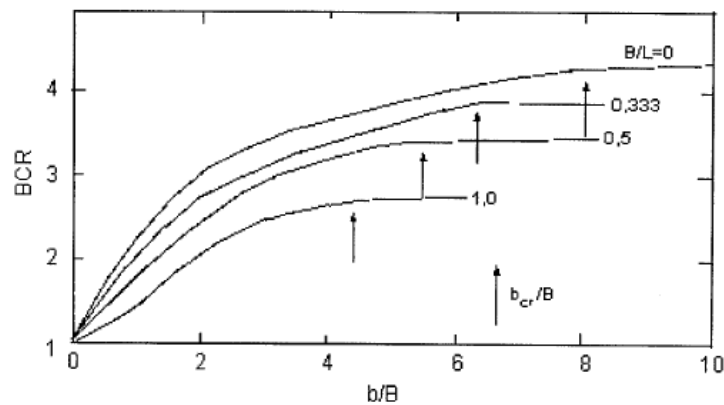


Figura 4.7: Carga de hundimiento vs asentamiento (Guido et al, 1993)



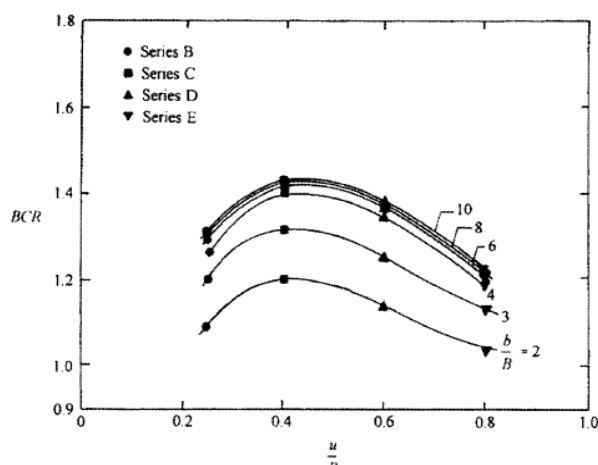
**Figura 4.8: Variación del BCR con el ancho del refuerzo (Guido et al, 1993)**

#### 4.3.4. Shin et al (1993)

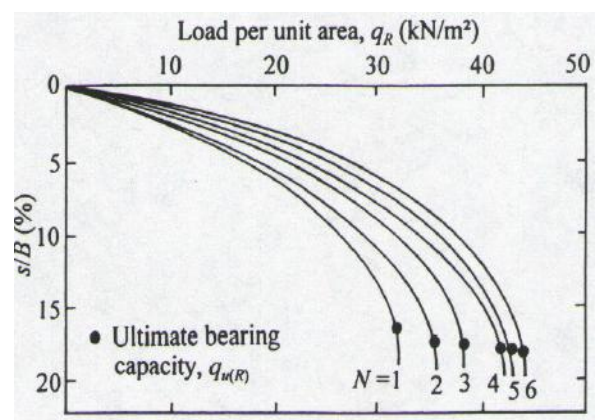
Shin et al (1993) realizó ensayos muy parecidos a los realizados por Omar et al (1993) pero los realizó para cimentaciones reforzadas en arcillas y considerando solamente la cimentación corrida.

Los autores llegaron a la conclusión de que la profundidad máxima del primer refuerzo debería de ser de  $0.4B$ , el ancho máximo de refuerzo de  $4.5$  a  $5B$ , la profundidad máxima de mejoramiento de  $1.8B$  y el número máximo de refuerzos que generan aumento de BCR es igual a  $5$ , mejoramientos con profundidades superiores y elementos de refuerzos superiores a  $5$  no originan aumento en el BCR.

(a)



(b)



**Figura 4.9: Ensayos realizados a) Determinación de la posición del primer refuerzo b) Carga de hundimiento para distintos números de refuerzos (Shin et al, 1993)**



#### 4.3.5. Yetimoglu et al (1994)

Yetimoglu et al (1994) realizó ensayos a escala para determinar el efecto de la variación de la configuración de los refuerzos en los resultados de la carga de hundimiento, estos ensayos los comparó con análisis realizados en elementos finitos mediante el software DACSAR.

Los ensayos de laboratorio los realizó con cimentaciones rectangulares cimentadas sobre arenas. Al igual que los resultados de los ensayos realizados por Omar et al (1993), Yetimoglu et al (1994) concluyó que los asentamientos generados en cargas de hundimiento últimas fueron mayores en el caso reforzado que en el no reforzado, pero el valor de la carga de hundimiento última en el caso reforzado fue hasta 4 veces mayor que el caso no reforzado. La tabla 4.1 muestra un resumen de los resultados de los 3 grupos de ensayos realizados.

Tabla 4.1: Resumen de los ensayos no reforzados y reforzados

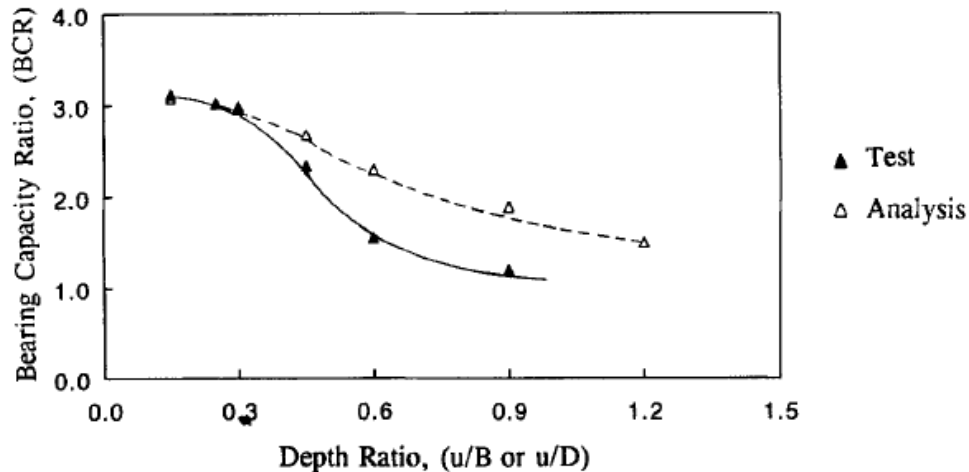
Número de Refuerzos (N)	Grupo 1 u/B = 0.30 z/B = 0.30 b/B = 4.5			Grupo 2 u/B = 0.45 z/B = 0.30 b/B = 4.5			Grupo 3 u/B = 0.30 z/B = 0.30 b/B = 6.0		
	s/B <sup>a</sup> (%)	q <sub>ult</sub> (kPa)	BCR <sup>b</sup>	s/B <sup>a</sup> (%)	q <sub>ult</sub> (kPa)	BCR <sup>b</sup>	s/B <sup>a</sup> (%)	q <sub>ult</sub> (kPa)	BCR <sup>b</sup>
0	2.7	316	-	2.7	316	-	2.7	316	-
1	3.4	586	1.85	3.1	558	1.77	3.8	579	1.83
2	4.8	790	2.50	3.1	718	2.27	3.4	795	2.52
3	4.8	1002	3.17	3.0	768	2.43	4.9	1081	3.42
4	3.9	1147	3.63	2.8	766	2.42	4.4	1225	3.88

(a) Relación entre el asentamiento y el ancho de la cimentación.

(b) Relación entre la carga de hundimiento última en el caso reforzado entre el no reforzado.

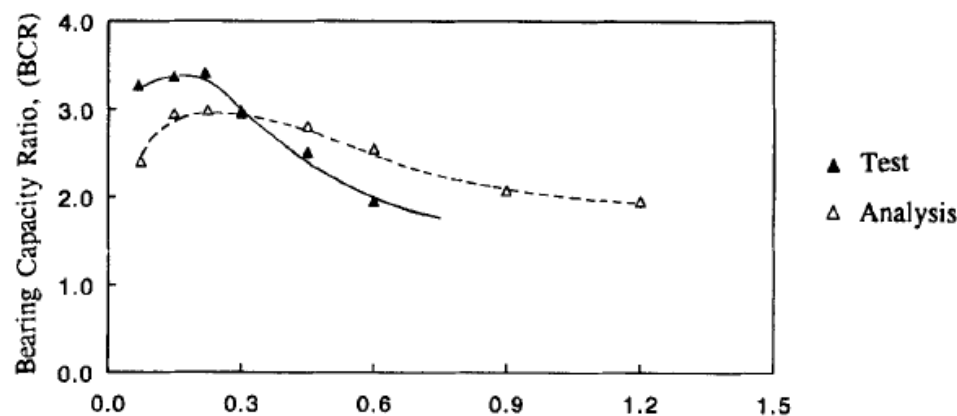
Como se puede apreciar de los resultados la inclusión de refuerzos dentro de la masa de suelo por debajo de la cimentación proporciona un aumento en la carga de hundimiento de la cimentación.

La posición del primer refuerzo fue analizada en los ensayos realizados, se concluyó que si el primer refuerzo esta posicionado a una profundidad grande el efecto de los refuerzos no tiene un valor significativo en la carga de hundimiento, el valor óptimo de la posición del primer refuerzo es de  $0.30B$ .



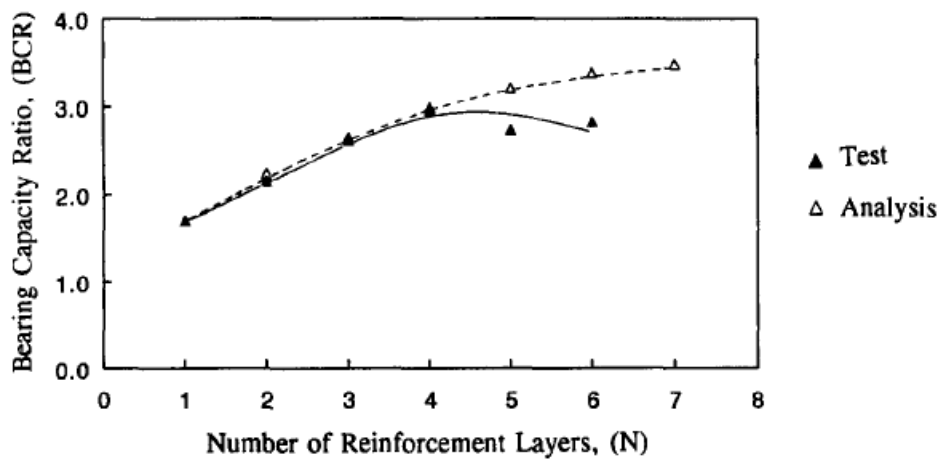
**Figura 4.10: Variación del BCR con la relación de profundidad del primer refuerzo (Yetimoglu et al, 1994)**

El espaciamiento entre refuerzos es otro valor que se estudiaron tanto en los modelos en laboratorio así como en los modelos numéricos, ambos estudios indicaron que existe rango de valores óptimos de espaciamiento entre refuerzos. En general se puede observar en la figura 4.11 que existe una pequeña diferencia entre el ensayo de laboratorio y el análisis realizado en elementos finitos, de manera general se puede considerar que espaciamiento puede variar entre  $0.2 - 0.4B$



**Figura 4.11: Variación del BCR con el espaciamiento de los refuerzos (Yetimoglu et al, 1994)**

Al igual que otros autores Yetimoglu et al (1994) estudiaron el efecto del número de refuerzos en la carga de hundimiento de la cimentación, concluyeron al igual que los demás autores que existe un máximo número de refuerzos que a partir del cual por más que se inserte refuerzos no existe un incremento significativo en el valor del BCR, el número máximo de refuerzos que se identificó fue de 4, esto es debido a que al existir mas refuerzos existe mas profundidad de mejoramiento independiente del ancho de la base, existe una profundidad máxima de la zona de rotura del suelo que a partir de la cual el suelo o materiales que se encuentren por debajo de esta zona no influyen en la carga de hundimiento, por lo que por más que se inserte mas refuerzos fuera de esta profundidad no existirá un incremento en la carga de hundimiento.



**Figura 4.12: Variación del BCR con el número de refuerzos (Yetimoglu et al, 1994)**

#### 4.4. Metodologías analíticas

##### 4.4.1. Método de Binquet y Lee (1975)

La metodología desarrollada por Binquet y Lee (1975) fue en base a los estudios realizados en modelos a escala de arenas reforzadas con tiras metálica, los mecanismos de rotura observados se detallaron en el apartado anterior.

##### 4.4.1.1 Factores profundidad

Para la metodología los autores asumieron las siguientes hipótesis:

- La capacidad de carga del suelo reforzado depende del refuerzo de menor rigidez, debido a que si una camada de refuerzo se rompe o presenta deformaciones excesivas, los esfuerzos soportados por ella serán transmitidos a una camada inmediatamente inferior, generando un proceso de rotura sucesiva, por lo que se debe de verificar la resistencia a la rotura y arrancamiento de cada una de las camadas de refuerzos.
- La distribución de tensiones en el suelo no sufre alteración debido a la colocación de los refuerzos.
- A mayor cantidad de refuerzos la tracción en cada refuerzo es menor.
- El cálculo de la carga de hundimiento para el caso no reforzado como el reforzado se realiza para un mismo nivel de asentamiento.

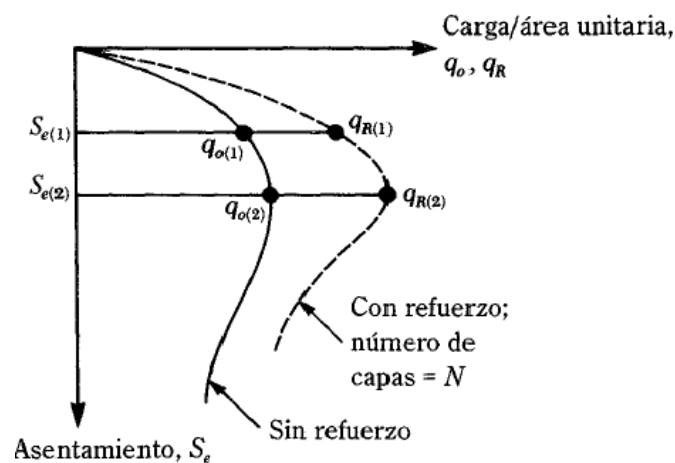
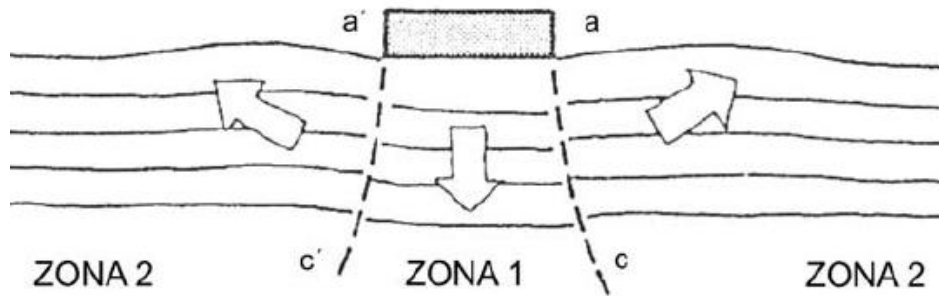


Figura 4.13: Relación de la carga de hundimiento y asentamiento (Das. 2008)

- Se asume que a medida que la carga aumenta el suelo por debajo de la cimentación se asienta junto con este y el suelo lateral es empujado hacia los costados y hacia arriba, formando un plano de rotura ya definido (figura 4.14).



**Figura 4.14: Plano de rotura definido (Biquet y Lee, 1975)**

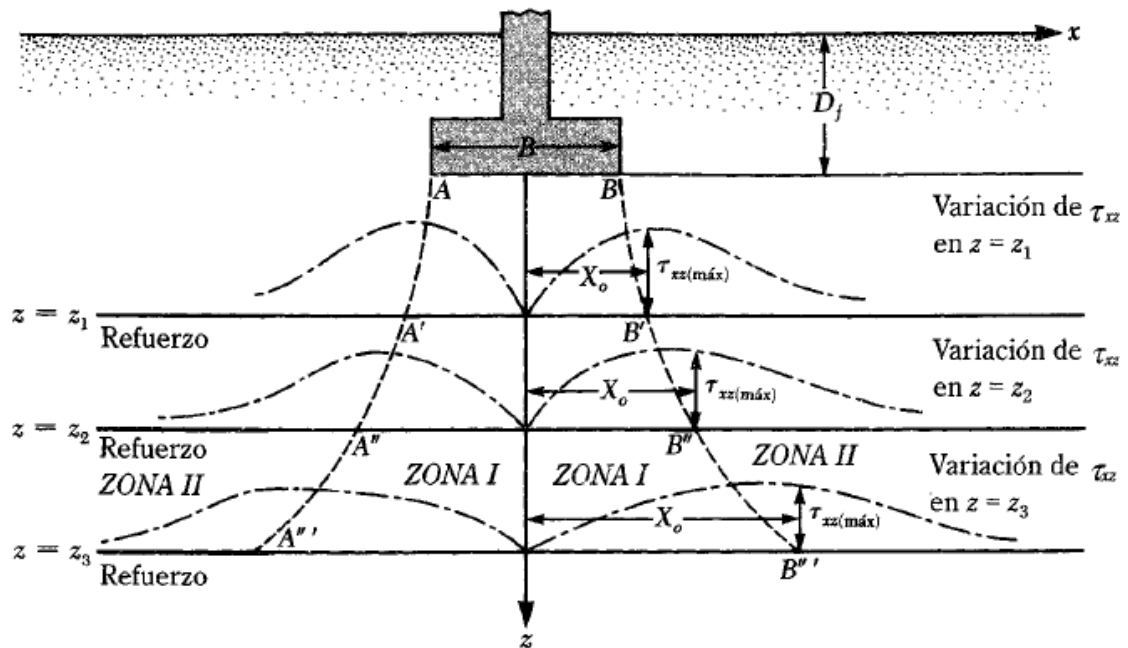
#### **4.4.1.2 Formulación matemática**

Para el dimensionamiento del refuerzo se debe de tener en cuenta que la sollicitación a la tracción debe de ser menor a la resistencia a la tracción del refuerzo y a la resistencia al arrancamiento.

##### **a) Localización de la superficie de falla.**

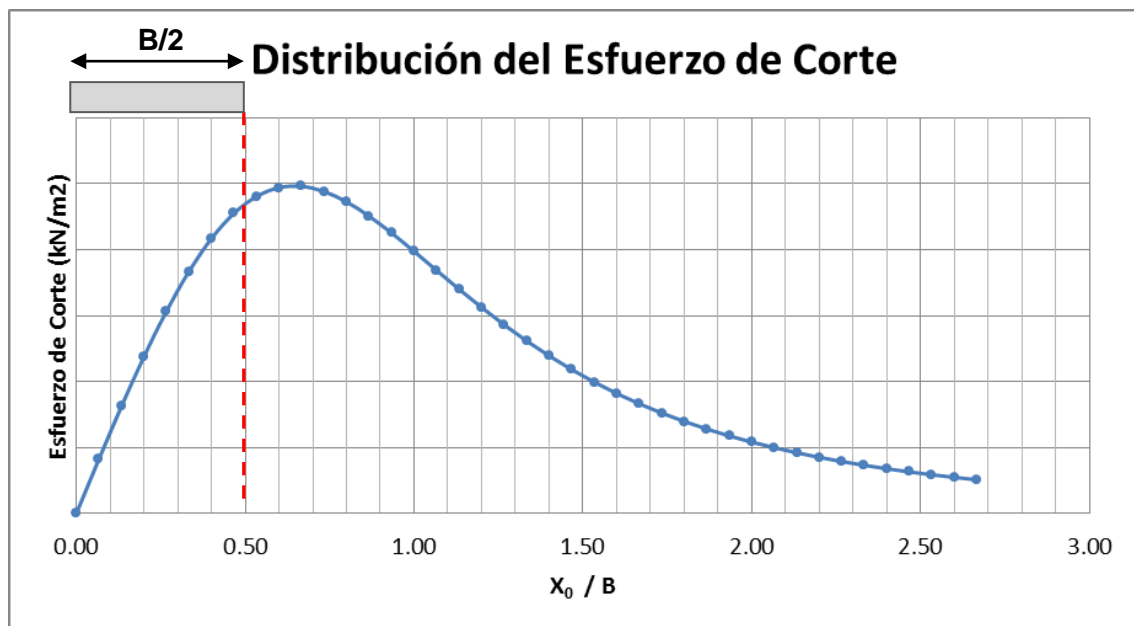
Según la hipótesis mencionada anteriormente se tiene un plano de rotura ya definido el cual se aprecia con más detalle en la figura 4.15. Los puntos A', A'', A''' y B', B'' y B''' que definen los límites entre las zonas I y II se obtienen considerando la distribución del esfuerzo cortante ( $\tau_{xz}$ ) en el suelo debido a la carga aplicada. El valor del esfuerzo cortante varía con respecto a la profundidad y al centro de la cimentación, puede ser calculado mediante cualquier método de la teoría de la elasticidad.

Los puntos A', A'', A''' y B', B'' y B''' se refieren a los puntos en el que el valor del esfuerzo de corte es el máximo ( $\tau_{xz(max)}$ ).



**Figura 4.15: Mecanismo de falla (Binquet y Lee, 1975)**

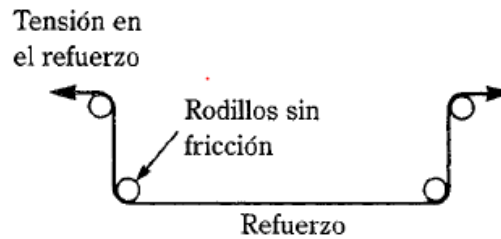
Aplicando la ecuación de Boussinesq para determinar la distribución de los esfuerzos cortantes a cierta profundidad podemos obtener la figura 4.16, de ella podemos observar que el esfuerzo cortante máximo se encuentra fuera de la posición del término de la cimentación (línea roja).



**Figura 4.16: Distribución del esfuerzo cortante**

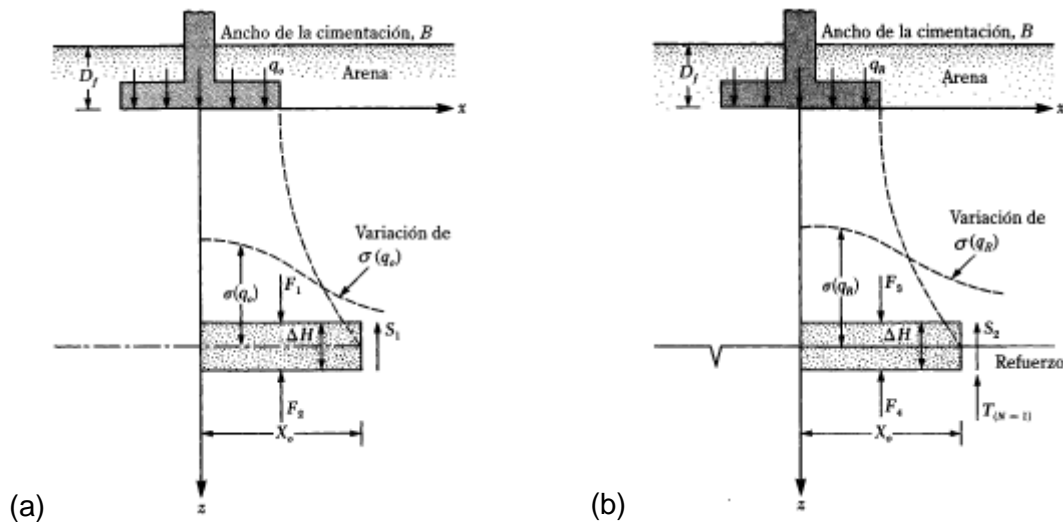
### b) Determinación de la tensión en el refuerzo.

Cuando se aplica la carga de la cimentación los elementos de refuerzo en los puntos de cortante máximo toman la geometría mostrada en la figura 4.17, es decir de forma completamente vertical.



**Figura 4.17: Geometría del refuerzo en rotura (Das. 2008)**

De acuerdo a la hipótesis que tanto para la carga de hundimiento para el caso sin reforzar y reforzado se considera el mismo asentamiento, se procede a realizar un equilibrio de fuerzas considerando una faja de suelo de espesor  $\Delta H$  (figura 4.18)



**Figura 4.18: Equilibrio de esfuerzos en el suelo reforzado (Binquet y Lee. 1975)**

Para el caso no reforzado  $F_1$  y  $F_2$  son las fuerzas verticales y  $S_1$  es la fuerza cortante (figura 4.81a), entonces por equilibrio tenemos:

$$F_1 - F_2 - S_1 = 0 \quad (4.6)$$

Para el caso reforzado  $F_3$  y  $F_4$  son las fuerzas verticales,  $S_2$  es la fuerza cortante y  $T_{(N=1)}$  es la fuerza de tracción desarrollada en el refuerzo (figura 4.18b):

$$F_3 - F_4 - S_2 - T_{(N=1)} = 0 \quad (4.7)$$

Considerando la hipótesis de que el asentamiento es el mismo tanto para el caso no reforzado como reforzado entonces:

$$F_2 = F_4 \quad (4.8)$$

Restando la ecuación 4.6 de la ecuación 4.7 y remplazando 4.3 tenemos:

$$T_{(N=1)} = F_3 - F_1 - S_2 + S_1 \quad (4.9)$$

Se sabe que la fuerza  $F_1$  es debido al esfuerzo vertical causado por la carga máxima soportada por la cimentación sin refuerzo ( $q_0$ ) y  $F_3$  es debido al esfuerzo vertical máxima soportada por la cimentación reforzada ( $q_r$ ).

$$F_1 = \int_0^{X_0} \sigma(q_0) dx \quad (4.10)$$

$$F_3 = \int_0^{X_0} \sigma(q_r) dx \quad (4.11)$$

$$S_1 = \tau_{xz}(q_0) \Delta H \quad (4.12)$$

$$S_2 = \tau_{xz}(q_r) \Delta H \quad (4.13)$$

La obtención de los valores de  $\sigma(q_0)$ ,  $\sigma(q_r)$ ,  $\tau_{xz}(q_0)$  y  $\tau_{xz}(q_r)$  es mediante cualquier metodología de la teoría de la elasticidad, de esta forma se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$F_1 = Jq_0 B \quad (4.14)$$

$$F_3 = Jq_r B \quad (4.15)$$

$$S_1 = Iq_0 B \quad (4.16)$$

$$S_3 = Iq_r B \quad (4.17)$$

Remplazado las ecuaciones 4.14, 4.15, 4.16 y 4.17 en 4.9 tenemos:

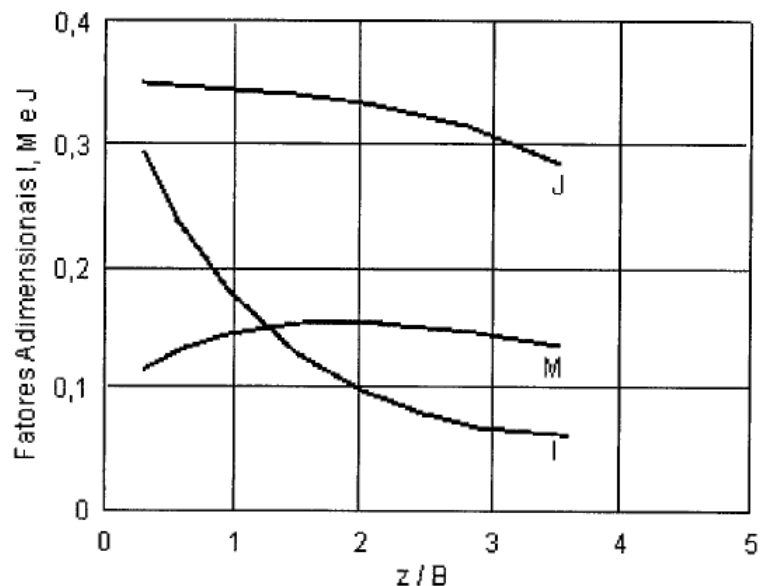


$$T_{(N=1)} = q_0 \left( \frac{q_r}{q_0} - 1 \right) (JB - I\Delta H) \quad (4.18)$$

Teniendo en cuenta que la ecuación 4.18 es considerando una sola capa de refuerzo bajo la cimentación, para el caso de existir N refuerzo entonces la fuerza en cada refuerzo es:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[ q_0 \left( \frac{q_r}{q_0} - 1 \right) (JB - I\Delta H) \right] \quad (4.19)$$

Los valores de J e I pueden ser obtenidos de la figura 4.19:

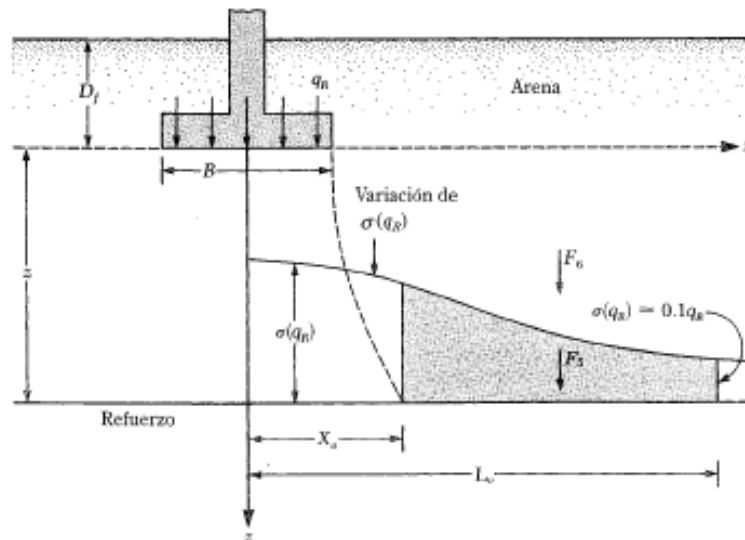


**Figura 4.19: Variación de I, J y M con respecto a z/B (Binqet y Lee. 1975)**

El valor de la resistencia a la tracción que se obtiene mediante la ecuación 4.19 deberá de ser comparado con la resistencia admisible del refuerzo la cual se calcula de acuerdo a la ecuación 2.1

### **c) Determinación de la resistencia al arrancamiento del refuerzo**

La determinación de la resistencia al arrancamiento del refuerzo requiere de una fuerza vertical  $F_6$  (figura 4.20) actuando en la longitud AB, la resistencia al arrancamiento se obtiene de la resistencia por fricción entre el suelo y el refuerzo.



**Figura 4.20: Resistencia al arrancamiento (Binquet y Lee. 1975)**

De la estática tenemos que la fuerza de arrancamiento es:

$$F_B = 2 \tan \phi_u F_6 \quad (4.20)$$

Donde  $F_6$  es calculado considerando la carga vertical por encima del refuerzo y el esfuerzo generado por la carga aplicada en la cimentación, de esta forma tenemos:

$$F_B = 2 \tan \phi_u LDR \left[ MBq_0 \left( \frac{q_r}{q_0} \right) + \gamma(L_0 - X_0)(z + D_f) \right] \quad (4.21)$$

Donde:

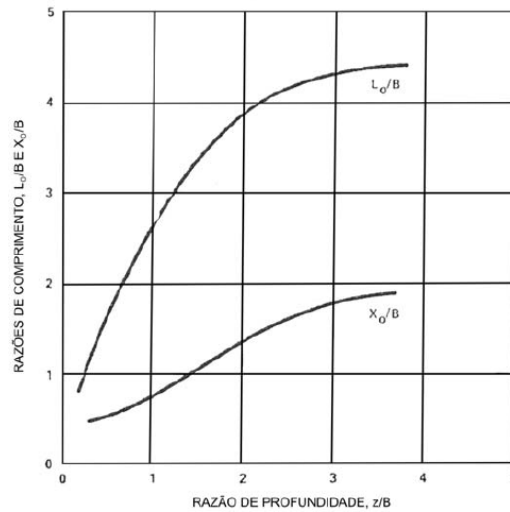
LDR : Razón de densidad lineal (geotextiles es 1.0 y geomallas 0.08 – 0.47).

$\phi_u$  : Ángulo de interacción suelo-refuerzo.

$D_f$  : Profundidad de la cimentación

M : Factor adimensional que se obtiene del gráfico 4.19

Para la obtención de los valores de  $L_0$  y  $X_0$  se puede utilizar el gráfico 4.21



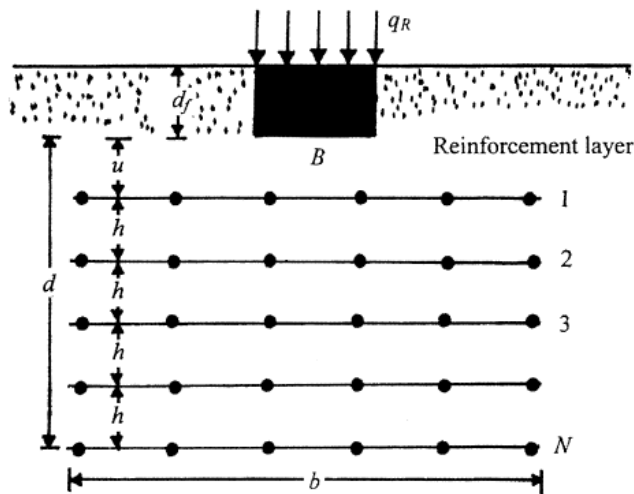
**Figura 4.21: Gráfico para determinar  $L_0$  y  $X_0$  (Binquet y Lee. 1975)**

El factor de seguridad al arrancamiento es igual a:

$$FS_a = \frac{F_B}{T_{(N)}} \quad (4.22)$$

#### 4.4.2. Método de Das et al (1996)

La metodología propuesta por Das et al (1996) es un método empírico desarrollado a partir de ensayos de laboratorio de cimentaciones corridas apoyadas sobre suelos arcillosos reforzados con geosintéticos. Los autores incluyen dentro de la ecuación de la carga de hundimiento última coeficientes que están en función del posicionamiento de los refuerzos.

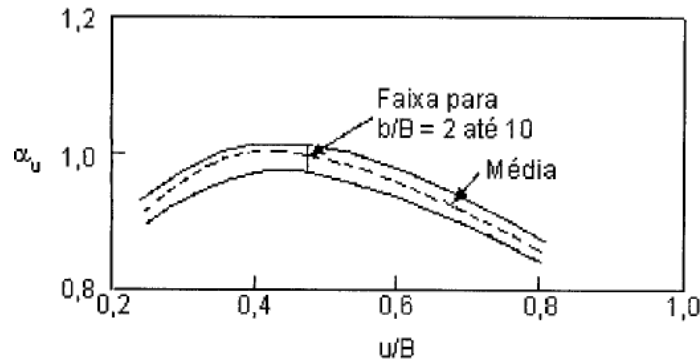


**Figura 4.22: Descripción geométrica de la cimentación reforzada (Das et al, 1996)**

La ecuación de carga de hundimiento de la cimentación reforzada es:

$$q_{u(R)} = c_u N_c (BCR'_u) \alpha_u \alpha_b \alpha_d \alpha_h + \gamma d_f \quad (4.23)$$

Donde  $\alpha_u$  es obtenido del gráfico 4.23 y los demás coeficientes son obtenidos de las siguientes ecuaciones:



**Figura 4.23: Gráfico para la obtención del coeficiente  $\alpha_u$  (Das et al, 1996)**

$$\alpha_b = 0.0625 \frac{b}{B} + 0.75 \text{ para } \frac{b}{B} \leq 4 \quad (4.24)$$

$$\alpha_d = 0.2 \frac{d}{B} + 0.70 \text{ para } \frac{d}{B} \leq 1.4 \quad (4.25)$$

$$\alpha_d = 0.057 \frac{d}{B} + 0.9 \text{ para } 1.4 \leq \frac{d}{B} \leq 1.75 \quad (4.26)$$

$$\alpha_h = 1.1 - 0.45 \frac{h}{B} \text{ para } \frac{h}{B} \leq 0.8 \quad (4.27)$$

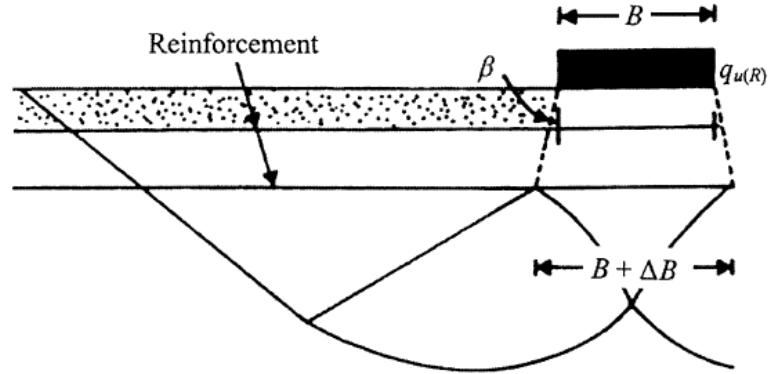
$$BCR'_u = \frac{BCR_u}{0.78} \quad (4.28)$$

Una de las desventajas de este método es que el valor del  $BCR_u$  debe de ser obtenido mediante ensayos de laboratorio en cimentaciones a escala.

#### 4.4.3. Método de Huang y Menq (1997)

Huang y Menq (1997) propusieron una metodología tentativa para el cálculo de la carga de hundimiento de una cimentación corrida sobre un suelo arenoso reforzado

con geomallas, ésta metodología esta basada en el mecanismo de cimentación profunda (figura 4.24)



**Figura 4.24: Mecanismo de cimentación profunda.**

La ecuación de carga de hundimiento de la cimentación reforzada es:

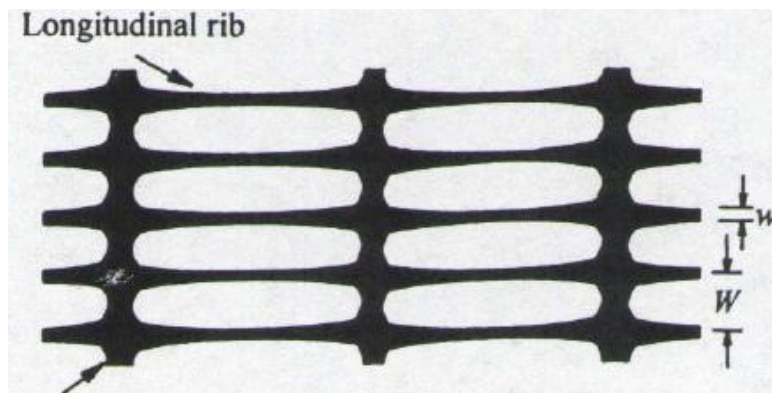
$$q_{u(R)} = 0.5(B + \Delta B)\gamma N_\gamma + \gamma(d_f + d)N_q \quad (4.29)$$

Donde:

$$\Delta B = 2d \tan \beta \quad (4.30)$$

$$\tan \beta = 0.68 - 2.0701 \frac{h}{B} + 0.743CR + 0.03 \frac{b}{B} \quad (4.31)$$

El valor de CR es el ratio de cobertura de la geomalla y es igual a la relación entre el ancho de una costilla (w) y el espaciamiento entre costillas (W).



**Figura 4.25: Geometría de una geomalla**

La ecuación 4.31 es válida para las siguientes condiciones:

$$0 \leq \tan \beta \leq 1 \quad 1 \leq \frac{b}{B} \leq 10 \quad (4.32)$$

$$0.25 \leq \frac{h}{B} \leq 0.5 \quad 1 \leq N \leq 5 \quad (4.33)$$

$$0.02 \leq CR \leq 1.0 \quad 0.3 \leq \frac{d}{B} \leq 2.5 \quad (4.34)$$

Se deduce de acuerdo a la ecuación 4.31 que la relación  $h/B$  influye en el cálculo del ángulo  $\beta$ ,  $CR$  no influye y la relación  $b/B$  es de poca importancia.

Patra et al (2005) realizaron ensayos a escala en cimentaciones corridas sobre arenas reforzadas con geomallas y se compararon con la metodología de Huang y Menq (1997), de manera general se puede concluir que mediante esta metodología se obtiene valores muy parecidos a los medidos en el laboratorio cuando la cimentación no esta empotrada y se obtienen valores conservadores cuando la relación entre el empotramiento ( $d_i$ ) y el ancho de la cimentación ( $B$ ) varía entre 0.25 y 1.0.

#### 4.4.4. Método del DGGT (1997)

Según el Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) los refuerzos de cimentaciones con geosintéticos tienen una configuración que se puede apreciar en la figura 4.26.

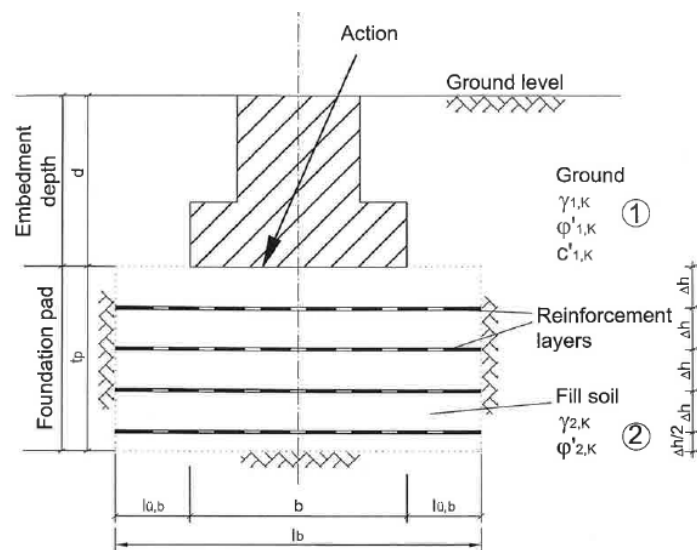


Figura 4.26: Configuración del refuerzo (DGGT, 1997)

Esta metodología de cálculo realiza la verificación de dos condiciones de estabilidad y es válida para camadas de suelo reforzados que están sobre una camada de suelo de baja carga de hundimiento:

- *Estabilidad Interna:* Se realizan verificaciones las cuales incluyen la rotura de las camadas de refuerzo
- *Estabilidad Externa:* Se realiza la verificación de la manera convencional del cálculo de la carga de hundimiento, pero considerando como la superficie de apoyo de la cimentación la camada de suelo reforzado.

El método consiste en realizar el cálculo de la carga de hundimiento de una cimentación sin refuerzo ( $Q_{p,D}$ ) y luego realizar el cálculo del incremento de la carga de hundimiento debido a la inclusión de refuerzos en el suelo ( $\Delta Q$ ).

$$Q'_{p,D} = Q_{p,D} + \Delta Q \quad (4.35)$$

Siendo:

$$\Delta Q = \frac{\cos \varphi' \cos \delta}{\cos(\nu - \delta)} \sum_{i=1}^n F_{i,k} \quad (4.36)$$

$$\nu = \arccot \left( \sqrt{(1 + \tan^2 \varphi') \frac{\tan \varphi' - \tan \delta}{\tan \varphi' + \tan \delta}} - \tan \varphi' \right) \quad (4.37)$$

Donde:

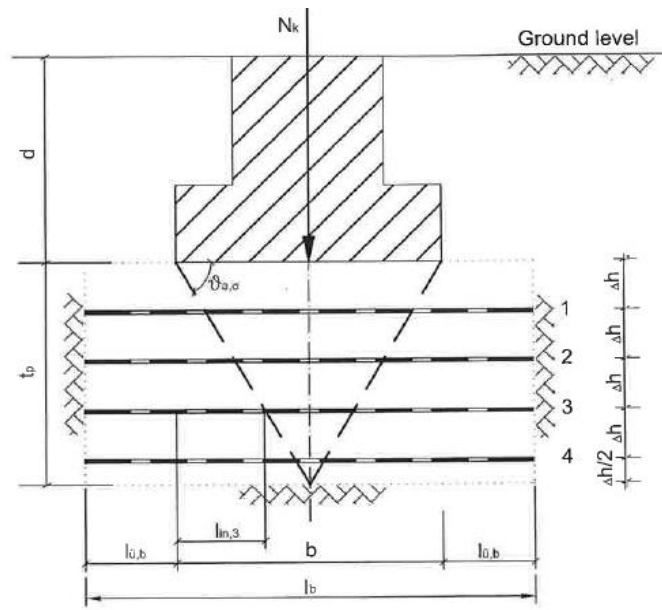
$\delta$  : Inclinación de la carga actuante en la cimentación

$\phi$  : Ángulo de fricción efectivo del material de relleno.

$\nu$  : Ángulo de la cuña (ver figura 4.27)

$n$  : Número de camadas de geomallas

$F_{i,k}$  : Fuerza que presenta una camada de refuerzo y cuyo valor es limitado por la resistencia a la rotura o arrancamiento del refuerzo.



**Figura 4.27: Representación gráfica de los esfuerzos del método (DGGT, 1997)**

La fuerza de arrancamiento actuante en cada una de las camadas de refuerzo debe de ser calculada aplicando la siguiente ecuación:

$$F_{Ai,k} = 2f_{sg,k} \left( \frac{N_k}{b} l_{in,i} + \sigma_{v,i} l_{u,b} \right) \quad (4.38)$$

Donde:

$N_k$  : Componente vertical de la carga.

$f_{sg,k}$  : Ángulo de fricción en la interface suelo-refuerzo.

$b$  : Ancho de la cimentación.

$l_{in,i}$  : Longitud del geosintético sobre la carga de la cimentación.

$\sigma_{v,i}$  : Esfuerzo vertical sobre el nivel del refuerzo analizado.

$l_{u,b}$  : Longitud del refuerzo fuera del área de proyección de la zapada.

$$l_{in,i} = (\cot \nu_{a,\delta} + \tan \delta) \Delta h_i \quad (4.39)$$

$$\sigma_{v,i} = \gamma \Delta h_i + \gamma_u D \quad (4.40)$$



$$l_{u,b} = \frac{l_b - b}{2} \quad (4.41)$$

$$l_b = b + 2l_{u,b} \quad (4.42)$$

Donde:

$\Delta h$  : Espaciamiento vertical entre refuerzos.

$\gamma$  : Densidad del suelo de relleno.

$\gamma_u$  : Densidad del suelo fundación.

$D$  : Profundidad de cimentación.

$l_{u,b}$  : Longitud del refuerzo fuera del área de proyección de la cimentación.

$l_b$  : Longitud total del refuerzo.

La configuración de los refuerzos se debe de realizar siguiendo ciertas recomendaciones establecidas por la DDGT.

El espaciamiento de las camadas de refuerzo debe de cumplir:

$$0.15m \leq \Delta h \leq 0.40m \quad y \quad \Delta h \leq 0.50b \quad (4.43)$$

La longitud total de los refuerzos debe de ser:

$$b + 5\Delta h < l_b \leq 2b \quad (4.44)$$

La profundidad total de la camada reforzada  $t_p$  es calculada de la siguiente forma:

$$t_p = (n_b + 0.5)\Delta h \quad (4.45)$$

$$t_p \geq 2.5\Delta h \quad (4.46)$$

$$t_p \leq \left(\frac{b}{2}\right) \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (4.47)$$

Esta metodología de cálculo es válida cuando es utilizada en conjunto con las normas DIN para el cálculo de la carga de hundimiento de una cimentación sobre una capa de suelo reforzado, sobrepuesta sobre suelos de baja capacidad de soporte.

#### 4.4.5. Método de Wayne et al (1998)

La metodología propuesta por Wayne (1998) es una adaptación de la metodología de Meyerhof & Hanna (1980) para terrenos multicapa tal como se describió en el apartado 3.3.2, Wayne introdujo en la ecuación original el termino relativo a la resistencia a la tensión de los refuerzos (T), el cual es movilizado debido al punzonamiento que se ejerce dentro de la camada granular.

A continuación mostramos las ecuaciones planteadas por Wayne (1998) para el caso de una cimentación corrida (ecuación 4.48) y para una cimentación cuadrada (ecuación 4.49).

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[ 1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H + \frac{2T}{B} \quad (4.48)$$

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a H(B+L)}{B.L} + \gamma_1 H^2 \left[ 1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \phi_1 (B+L)}{BL} - \gamma_1 H + \frac{2T(B+L)}{B.L} \quad (4.49)$$

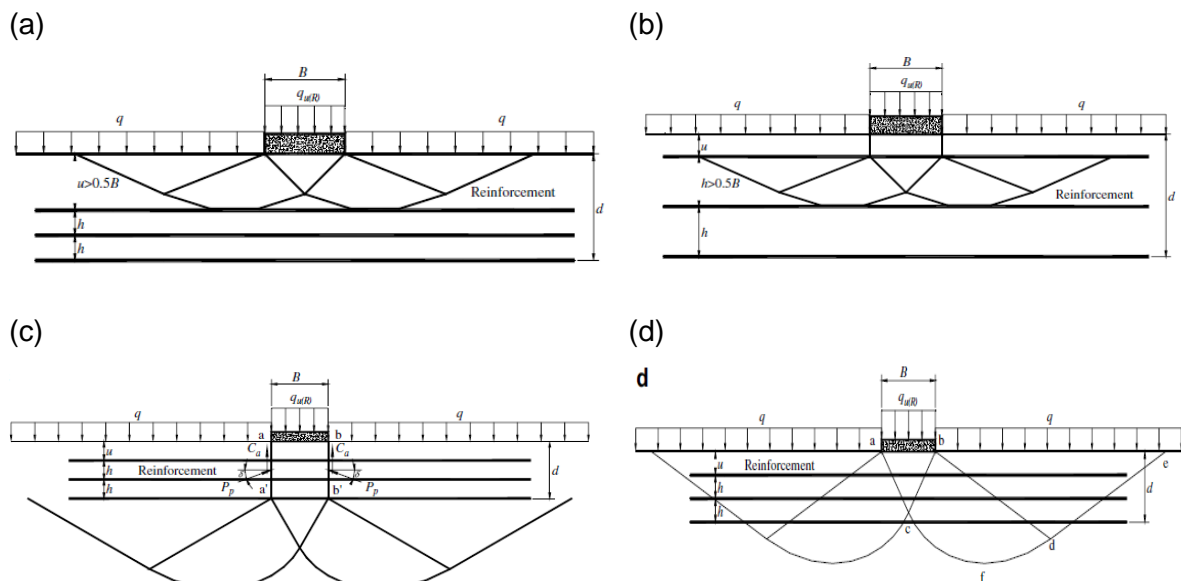
Donde:

- $q_b$  : Carga de hundimiento de la camada inferior.
- $c_a$  : Adhesión.
- $H$  : Espesor de la camada superior.
- $B$  : Ancho de la cimentación.
- $L$  : Largo de la cimentación.
- $\gamma_1$  : Peso específico del suelo de la camada superior.
- $D_f$  : Empotramiento de la cimentación.
- $K_s$  : Coeficiente de punzonamiento.
- $\phi_1$  : Ángulo de fricción del suelo de la camada superior.
- $T$  : Resistencia a la tracción del refuerzo.

#### 4.4.6. Método de Sharma et al (2009)

La metodología propuesta por Sharma et al (2009) esta basada en la compilación de diversos métodos analíticos, ensayos a escala reducida y a escala real. El autor propone un método donde se puede incluir la resistencia a la tracción de los refuerzos considerando la deformación aproximada a la que pueden estar sujetos.

Basados en la literatura y en resultados de estudios experimentales Chen (2007) y Abu-Farsakh et al (2008) existen 4 mecanismos de falla:



**Figura 4.28: Mecanismos de falla de una cimentación reforzada (Sharma et al, 2008)**

Los dos primeros mecanismos pueden ser evitados manteniendo pequeños los valores del espaciamiento (tabla 4.2) del primer refuerzo ( $u$ ) y entre refuerzos ( $h$ ). El método desarrollado por Sharma et al (2008) esta basado en los dos últimos mecanismos (c y d, figura 4.28).

A diferencia de la metodología de Binquet y Lee (1975) y Wayne et al (1998) donde ellos consideran que la resistencia a la tracción desarrollada en el refuerzo tiene una orientación vertical, Sharma et al (2009) basados en la observación de los resultados de sus ensayos a escala consideran que la orientación de los refuerzos es casi horizontal debido a que no existe una gran deformación en los refuerzos para que la orientación sea vertical, sin embargo la metodología considera una inclinación

intermedia entre la vertical y la horizontal, según la Meyerhof y Hanna (1980) recomiendan usar un valor de  $(2/3)\phi$ .

Tabla 4.2: Parámetros óptimos (Abu-Farsakh et al, 2008)

Relación	Arcilla	Arena
$u/B$	0.33	0.33
$d/B$	1.25 - 1.5	1.25
$h/B$	No	No
$l/B$	4 - 6	6
J	El valor del BCR es directamente proporcional al valor de J	

Donde:

$u$  : Distancia entre el nivel de base de la cimentación y el primer refuerzo.

$d$  : Profundidad del mejoramiento.

$h$  : Espaciamiento entre refuerzos.

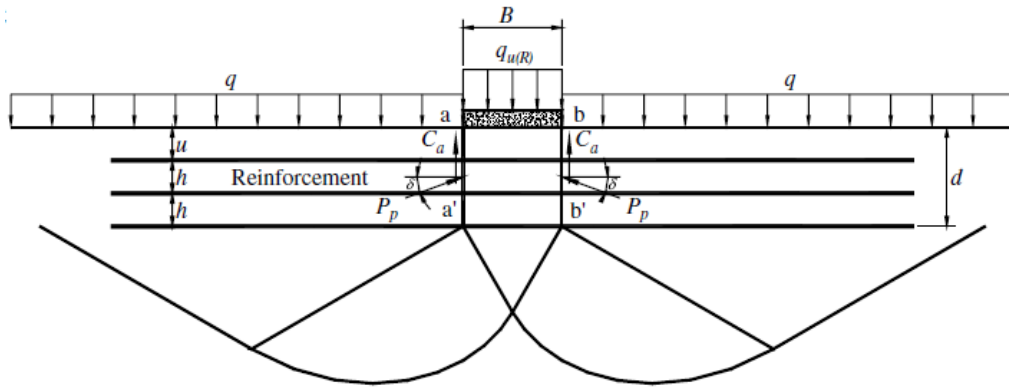
$l$  : Ancho total de los refuerzos.

$J$  : Módulo de tracción secante (apartado 2.5.2.3)

#### **a) Mecanismo de rotura similar a sistemas de terrenos multicapas**

Este tipo de mecanismo de falla ocurre cuando la resistencia de la zona reforzada es muy superior a la resistencia de la zona inferior (no reforzada); típico de mejoramientos con rellenos granulares sobre suelos blandos; y la relación entre la profundidad reforzada y el ancho de la cimentación ( $d/b$ ) es relativamente pequeña. El mecanismo de rotura es caracterizado por una falla por punzonamiento en la zona reforzada seguido por una falla general por corte en la zona no reforzada (figura 4.29).

Debido a la propiedad cohesiva de los suelos arcillosos, este mecanismo se da principalmente en suelos reforzados sobre suelos arcillosos.



**Figura 4.29: Mecanismo de rotura en terreno multicapa (Sharma et al, 2008)**

La ecuación de carga de hundimiento de una cimentación corrida reforzada es:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a d}{B} + \gamma_1 d^2 \left[ 1 + \frac{2D_f}{d} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 d + \frac{2 \sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} \quad (4.50)$$

La ecuación de carga de hundimiento de una cimentación cuadrada reforzada es:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{4c_a d}{B} + 2\gamma_1 d^2 \left[ 1 + \frac{2D_f}{d} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 d + \frac{4 \sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} \quad (4.51)$$

Donde:

$q_b$  : Carga de hundimiento del estrato inferior.

$c_a$  : Adhesión.

$d$  : Espesor del estrato superior.

$B$  : Ancho de la cimentación.

$\gamma_1$  : Peso específico del estrato superior.

$D_f$  : Empotramiento de la cimentación.

$K_s$  : Coeficiente de punzonamiento.

$\phi_1$  : Ángulo de fricción del suelo del estrato superior.

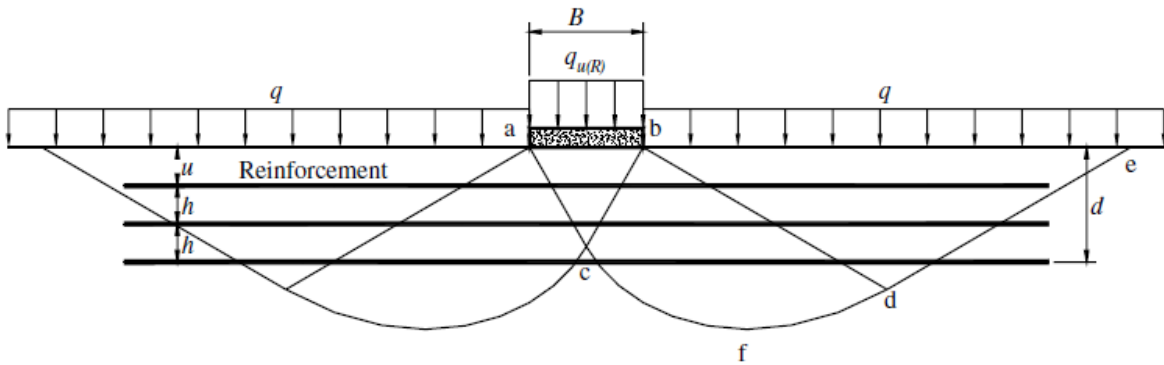
$T_i$  : Resistencia a la tracción del refuerzo.

$\delta$  : Ángulo de fricción movilizado a lo largo de la zona de punzonamiento

**b) Mecanismo de rotura dentro de la zona reforzada.**

Este tipo de mecanismo de falla ocurre cuando la resistencia de la zona reforzada es ligeramente superior a la resistencia de la zona inferior (no reforzada); típico de mejoramientos con rellenos granulares sobre suelos arenosos; y la relación entre la profundidad reforzada y el ancho de la cimentación ( $d/b$ ) es relativamente grande. La rotura se genera dentro de la zona reforzada (figura 4.30).

Debido a las propiedades de las arenas, este mecanismo se da principalmente en suelos reforzados sobre suelos arenosos.



**Figura 4.30: Mecanismo de rotura dentro de la zona reforzada (Sharma et al, 2008)**

Para considerar la contribución de los refuerzos, se adiciona a la carga de hundimiento del terreno no reforzado ( $q_{u(ur)}$ ) un término denominado  $\Delta q_t$ , el cual incluye el efecto de la resistencia a la tracción de los refuerzos ( $T$ ).

$$q_{u(R)} = q_{u(ur)} + \Delta q_t = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma + \Delta q_t \quad (4.52)$$

Sharma et al (2009) después de aplicar equilibrio de fuerzas y momentos en la superficie de rotura propone la ecuación carga de hundimiento de una cimentación corrida reforzada es:

$$q_{u(R)} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma + \sum_{i=1}^N \frac{4T_i [u + (i-1)h]}{B^2} \quad (4.53)$$

La ecuación de carga de hundimiento de una cimentación cuadrada reforzada es:

$$q_{u(R)} = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma + \sum_{i=1}^N \frac{12T_i[u + (i-1)h]r_T}{B^2} \quad (4.54)$$

$$r_T = \left[ 1 - 2 \frac{u + (i-1)h}{B} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \right] \text{ para } u + (i-1)h < \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.55)$$

$$r_T = \left[ \frac{1}{2} - \frac{u + (i-1)h}{2H_{cr}} \right] \text{ para } u + (i-1)h \geq \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.56)$$

Donde:

c : Cohesión del terreno.

q : Sobrecarga equivalente ( $\gamma D_f$ )

B : Ancho de la cimentación.

$\gamma$  : Peso específico del suelo.

$N_c, N_q, N_\gamma$  : Factores de capacidad de carga.

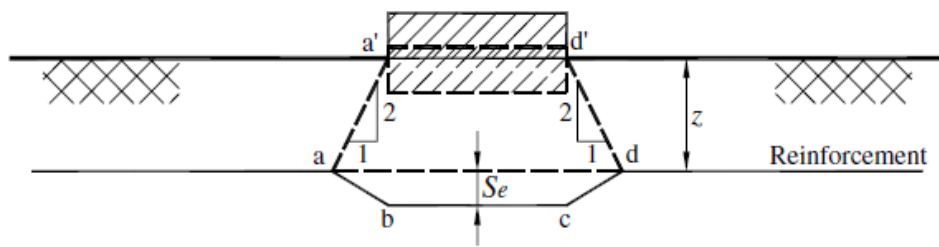
$H_{cr}$  : Profundidad máxima de la superficie de rotura (ecuación 3.2.2)

### c) Resistencia a la tensión en el refuerzo.

Para realizar el cálculo de la carga de hundimiento de una cimentación reforzada es importante determinar un método razonable para calcular la resistencia a la tracción en los refuerzos. De los ensayos de laboratorios realizados por Sharma et al (2009) se mostró que las deformaciones desarrolladas en los refuerzos están relacionadas a los asentamientos de la cimentación. Para un determinado asentamiento de la cimentación, la distribución del asentamiento vertical se considera el mismo tanto para el suelo reforzado como el no reforzado.

### Suelo Arenoso

Existen muchas metodologías de cálculo de la distribución de los asentamientos a cierta profundidad, al no existir una metodología única y rigurosa Sharma et al (2009) propusieron de manera simple la distribución que se muestra en la figura 4.31. La distribución de los esfuerzos se considera de 1H:2V, esto en base a medidas tomadas en los estudios de (Chen 2007 y Abu-Farsakh et al 2008).



**Figura 4.31: Distribución simple de asentamientos verticales en arenas (Sharma et al, 2008)**

Una vez determinada la distribución de los asentamientos verticales para cada refuerzo, el siguiente paso es determinar los valores de los asentamientos ( $S_e$ ). Para calcular el asentamiento elástico ( $S_e$ ) a cualquier profundidad en una arena, podemos utilizar la ecuación propuesta por Schmertmann et al (1978).

$$S_e = C_1 C_2 C_3 (q - \gamma D_f) \sum \frac{I_e \Delta z}{E_s} \quad (4.57)$$

Donde:

- $C_1$  : Factor de corrección debido a la profundidad de empotramiento.
- $C_2$  : Factor de corrección debido al asentamiento secundario en la arena.
- $C_3$  : Factor de corrección debido a la forma de la cimentación.
- $q$  : Sobrecarga en la cimentación.
- $\gamma$  : Peso específico del terreno.
- $D_f$  : Empotramiento de la cimentación.
- $I_e$  : Factor de influencia por la deformación.
- $\Delta z$  : Espesor de la capa de suelo.
- $E_s$  : Módulo de elasticidad de la arena.

El promedio de deformación en el refuerzo ( $\varepsilon_{avg}$ ) para una determinada cimentación puede ser calculada:



$$\varepsilon_{avg} = \frac{L_{ab} + L_{bc} + L_{cd} - L_{ad}}{L_{ad}} \quad (4.58)$$

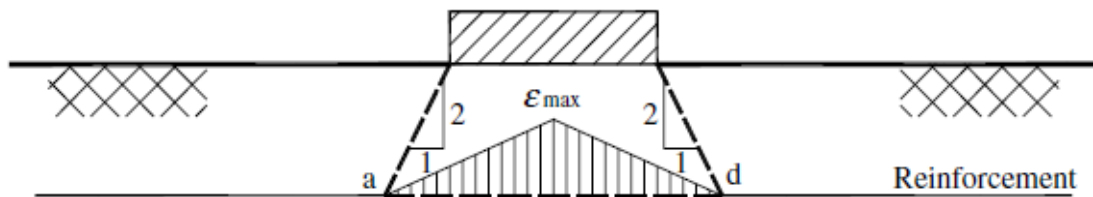
$$L_{ab} = L_{cd} = \sqrt{S_e^2 + \left(\frac{z}{2}\right)^2} \quad (4.59)$$

$$L_{bc} = B \quad (4.60)$$

$$L_{ad} = B + z \quad (4.61)$$

La deformación medida a lo largo del refuerzo no es uniforme. La deformación máxima ocurre en la parte central de la cimentación y va disminuyendo conforme se aleja del centro (figura 4.32). La deformación máxima ( $\varepsilon_{max}$ ) se calcula con la ecuación 4.62:

$$\varepsilon_{max} = 2\varepsilon_{avg} \quad (4.62)$$



**Figura 4.32: Distribución simple de deformaciones en el refuerzo (Sharma et al, 2008)**

La resistencia a la tracción desarrollada en el refuerzo de acuerdo a la deformación calculada es determinada mediante la ecuación 4.63.

$$T = J\varepsilon \quad (4.63)$$

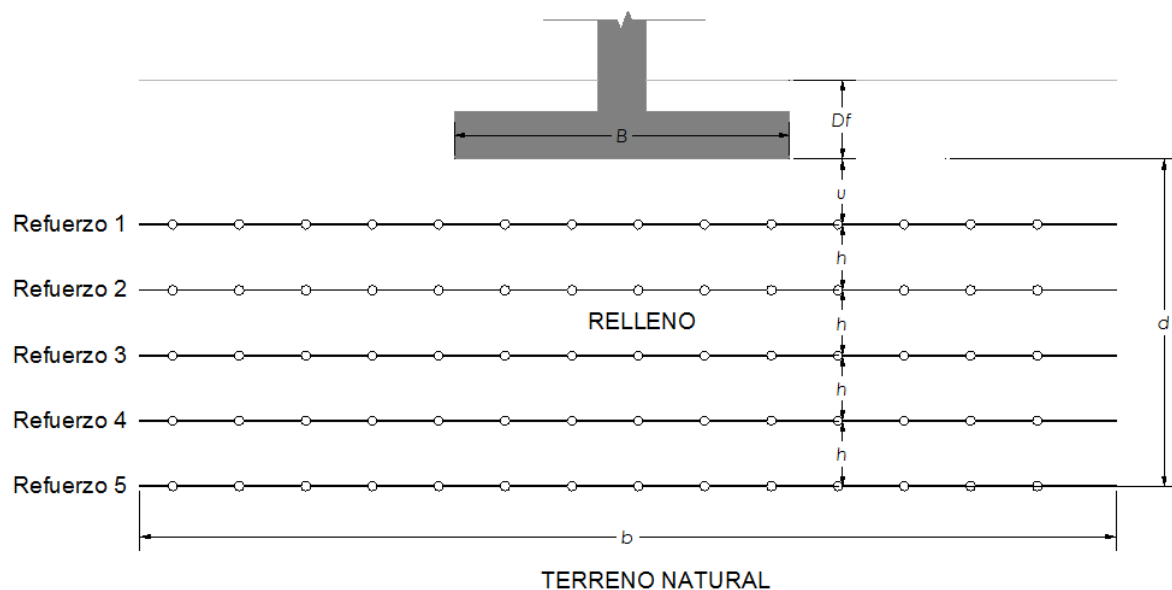
### **Suelo Arcilloso**

Para suelos arcillosos es recomendable considerar valores entre 1.5 – 2.0% para el refuerzo superior y 0.5 – 0.8% para el refuerzo inferior, para determinar la deformación de los refuerzos entre la capa superior e inferior se puede considerar una interpolación lineal.

## 5. CÁLCULOS ANALÍTICOS

En el presente apartado se presentan con el fin de cuantificar el incremento de la carga de hundimiento los cálculos de las carga de hundimiento mediante las metodologías analíticas descritas en el apartado 4.4, se ha considerado las recomendaciones de cada autor como referencial para la disposición geométrica de los refuerzos. Los valores de los parámetros de resistencia de los terrenos son referenciales y se debe de considerar que cada metodología analítica descrita en el apartado anterior es aplicable para un determinado tipo de terreno (arena o arcilla), se ha dividido en 3 apartados los cálculos desarrollados considerando la aplicabilidad de cada método.

A continuación se muestra un esquema general de la cimentación con los refuerzos:



**Figura 5.1: Esquema referencial de la cimentación reforzada.**

### 5.1. Terrenos Arenosos.

En el presente apartado se ha agrupado las metodologías de refuerzo de cimentaciones corridas en terrenos arenosos. Los datos a considerar para los cálculos mediante las metodologías de Binquet y Lee (1975), Huang y Menq (1997) y Equilibrio Límite son los que se muestran en la tabla 5.1 y 5.2:

Tabla 5.1: Geometría a considerar.

Relación	Valor (m)	Unidad
$D_f$	0.50	m
B	1.00	m
d	1.50	m
u	0.30	m
h	0.30	m
l	6.00	m

Tabla 5.2: Parámetros de los suelos.

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ '°	C (kPa)	$q_{ult}$ (kPa)
Terreno Natural	18.0	35	0	731.90
Relleno	18.0	35	0	

Considerando el espesor de costilla de una geomalla es de 2.0mm y la separación entre costillas de 10mm (ver figura 4.25), se procederá al cálculo de las cargas de hundimiento de las cimentaciones reforzadas

#### 5.1.1. Método de Binquet y Lee (1975)

Para aplicar la metodología de Binquet y Lee (1975) vamos a considerar una sobrecarga de la cimentación de 1400kPa, tenemos que:

El valor del LDR (ver figura 4.25) es igual:

$$LDR = w \left( \frac{1.0m}{W} \right) = 2.10^{-3} \left( \frac{1}{0.01} \right) = 0.201$$

Los detalles de los cálculos se muestran en el anexo, a continuación se muestra la tabla de resumen 5.3 donde se detallan los valores resumidos de los parámetros obtenidos:

Tabla 5.3: Tabla de resumen de los cálculos obtenidos

Capa	Profundidad (m)	Resistencia a la Rotura $T_N$ (kN/ml)	Resistencia al Arrancamiento $T_f$ (kN/ml)	$FS_{\text{arrancamiento}} (T_f/T_N)$	Verificación ( $T_f < T_N$ )
1	0.30	35.54	49.76	1.40	Cumple
2	0.60	35.41	55.69	1.57	Cumple
3	0.90	38.21	61.54	1.61	Cumple
4	1.20	38.08	67.13	1.76	Cumple
5	1.50	39.28	71.57	1.82	Cumple

Como se puede apreciar en la tabla 5.3 que la longitud de los refuerzos (b) de 6.0m genera un valor de resistencia al arrancamiento mayor que la resistencia a la rotura por lo tanto nuestro refuerzo tiene una condición estable. Se podría considerar para este diseño la resistencia a la tracción de diseño de cada uno de los refuerzos de 40kN/ml, valor superior a la resistencia a la rotura necesaria del refuerzo la cual es generada por la carga de 1400kPa y menor al valor mínimo de resistencia a al arrancamiento del refuerzo..

En resumen para el presente cálculo de acuerdo a las condiciones del ejemplo para una sobrecarga de 1400kPa se necesitan de un espesor de mejoramiento de 1.50m con 5 refuerzos del tipo geomalla con una resistencia a la tracción mínima de 40kN/ml y de longitud 6.0m.

### 5.1.2. Método de Huang y Menq (1997)

Aplicando la metodología de Huang y Menq (1975) tenemos:

El valor del CR (ver figura 4.25) y según las consideraciones del apartado 4.4.3 tenemos:

$$CR = \frac{w}{W} = \frac{2}{10} = 0.20$$

El espaciamiento de las geomallas (h) es de 0.30m y considerando 5 refuerzos tenemos que:

$$\tan \beta = 0.68 - 2.0701 \frac{0.3B}{B} + 0.743 \times 0.2 + 0.03 \frac{6B}{B} = 0.39$$

$$\Delta B = 2 \times 1.5 \times 0.39 = 1.17$$

$$q_{u(R)} = 0.5(1.0 + 1.17) \times 18 \times 48.0 + 18(1.5 + 0.5) \times 33.3 = 2136.24 \text{ kPa}$$

En resumen para una cimentación reforzada con 5 geomallas y espaciadas cada 30cm, se obtiene una carga de hundimiento total de 2136.24kPa ( $q_{adm} = 712.08 \text{ kPa}$ ) y un BCR=2136.24/731.9=2.5.

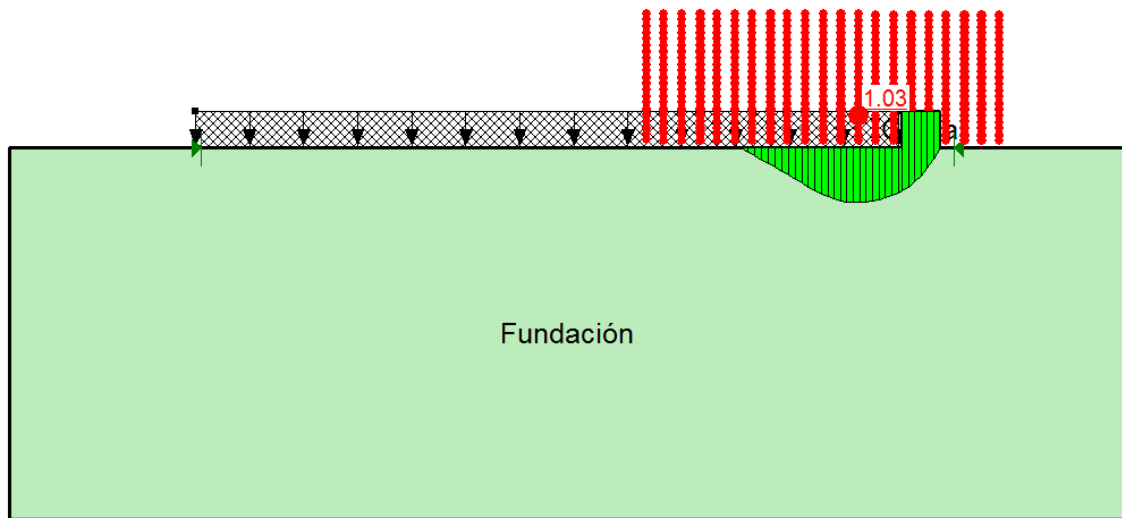
### 5.1.3. Método de Equilibrio Límite

Para el presente cálculo se ha utilizado el programa comercial de equilibrio límite SLOPEW versión 7.10 para calcular la carga de hundimiento de la cimentación corrida sin refuerzo y reforzada, teniendo en consideración las recomendaciones del apartado 3.4 y considerando la metodología de Morgenstern – Price.

Para el presente cálculo se considerará los mismos valores considerados para los cálculos anteriores por las metodologías analíticas de Binqet – Lee y Huang-Menq, es decir una cimentación sobre un terreno arenoso, los datos considerados son los mostrados en las tablas 5.1 y 5.2.

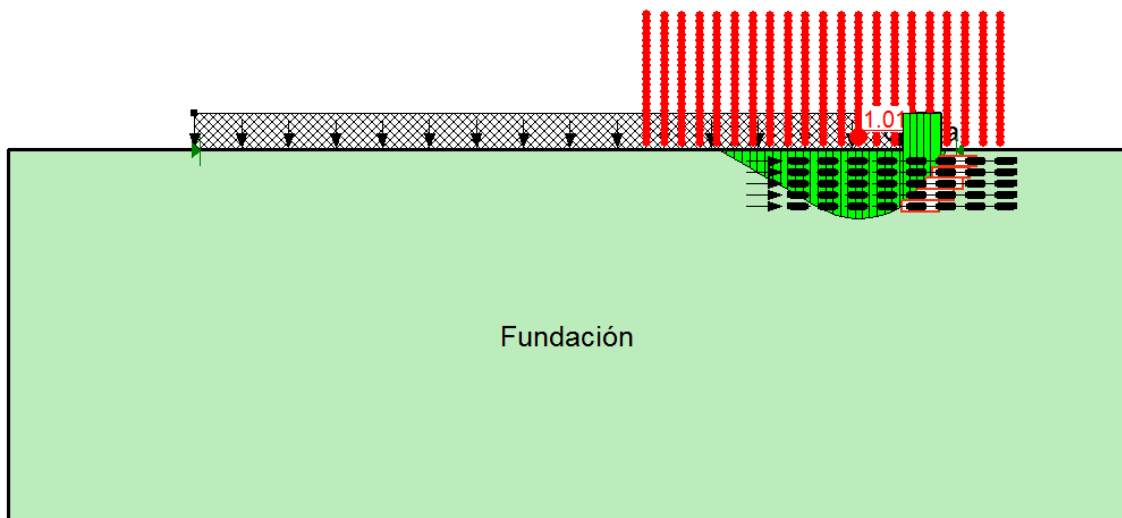
Tal como se describió en el apartado 3.4 el coeficiente de seguridad que se obtiene mediante el programa es el valor por el cual hay que reducir los parámetros de resistencia para que se produzca el equilibrio estricto, para poder obtener la carga de hundimiento se debe de mayorar la carga en la cimentación hasta obtener un factor de seguridad igual a la unidad.

Para el caso sin refuerzo la carga que genera un factor de seguridad de 1.00 es de 975kPa, este valor es la carga de hundimiento para la condición sin refuerzo.



**Figura 5.2: Superficie de rotura para el caso sin refuerzo.**

Considerando los 5 refuerzos de geomallas, espaciados cada 30cm y con una resistencia de 40kN/ml de cada refuerzo, la carga que genera un factor de seguridad de 1.01 es de 1950kPa, este valor es la carga de hundimiento para la condición sin refuerzo.



**Figura 5.3: Superficie de rotura para el caso reforzado.**

El valor del BCR obtenido mediante la metodología de equilibrio límite es de  $BCR = 1950/975 = 2.00$ , a continuación se presenta una tabla de resumen de las metodologías de refuerzo de cimentaciones para terreno arenosos y equilibrio límite.

Tabla 5.4: Tabla de resumen de los cálculos obtenidos

Condición	Metodología		
	Binque y Lee (kPa)	Huang y Menq (kPa)	Equilibrio (kPa)
Sin Refuerzo <sup>(1)</sup>	731.90	731.90	975.00
Reforzado	1400.00	2136.90	1950.00

(1) La carga de hundimiento de la cimentación sin refuerzo en Biquet-Lee y Huang.Menq es mediante la fórmula 3.2.

## 5.2. Terrenos Arcillosos.

En el presente apartado se ha considerado la metodología de Das et al (1996), es una metodología que esta basada en ensayos a escala, por lo que el valor del BCR debe de ser determinado con anterioridad realizando éstos ensayos y a partir de ello calcular la carga de hundimiento de la cimentación.

### 5.2.1. Método de Das et al (1996)

Para el presente cálculo se considerará que el terreno de baja carga de hundimiento es una arcilla la cual tiene una resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ) de 25kPa, la cimentación cuenta con un ancho de 1.0m y un empotramiento de 0.50m. El ensayo realizado en un modelo a escala presentó un  $BCR_u$  de 1.50. De acuerdo las recomendaciones brindadas por el autor se han considerado la disposición de las geomallas de acuerdo a la tabla 5.5.

Tabla 5.5: Disposición de acuerdo a Das et al (1996)

Relación	Valor (m)
u	0.30
d	1.50
h	0.30
l	4.00

Considerando que la cimentación tiene un ancho (B) de 1.0m, la profundidad máxima de mejoramiento (d) debe ser de aproximadamente de 1.50m por debajo del nivel de la base de la cimentación, el espaciamiento de las geomallas (h) es de 0.30m por lo tanto se necesita 5 refuerzos, el resultado de los cálculos de los coeficientes  $\alpha$  es:

Tabla 5.6: Resumen de los cálculos

Coeficiente	Valor (m)
$\alpha_u$	0.95
$\alpha_b$	1.00
$\alpha_d$	0.99
$\alpha_h$	0.97

Estos valores son ingresados en la ecuación 4.23:

$$q_{u(R)} = 25 \times 5.14 \left( \frac{1.5}{0.78} \right) 0.95 \times 1.0 \times 0.99 \times 0.97 + 18 \times 0.5 = 234.09 \text{ kPa}$$

Como se puede apreciar se ha logrado una carga de hundimiento de la cimentación de 234.09kPa, de acuerdo a la configuración mostrada en la tabla 5.5 y del valor del BCR obtenido mediante un ensayo a escala.

### 5.3. Terrenos Bicapa.

En el presente apartado se ha agrupado las metodologías de refuerzo de cimentaciones corridas en terrenos bicapa. Los datos a considerar para los cálculos mediante las metodologías del DDGT (1997), Wayne et al (1998), Sharma et al (2009) y Equilibrio Límite son los que se muestran en la tabla 5.7 y 5.8:

Tabla 5.7: Geometría a considerar.

Relación	Valor (m)	Unidad
$D_f$	Sin empotramiento	m
B	2.00	m
d	1.50	m
u	0.30	m
h	0.30	m
l	6.00	m



Tabla 5.8: Parámetros de los suelos.

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi^\circ$	$S_u$ (kPa)	$q_{ult}$ (kPa)
Terreno Natural	18.0	0	25	186.96 <sup>(1)</sup>
Relleno	18.0	30	0	

(1) Calculado con la metodología de Meyerhof y Hanna.

### 5.3.1. Método del DGGT (1997)

Se procederá a calcular el BCR para un determinado número de refuerzos y resistencia a la tracción de cada uno de ellos, vamos a considerar 5 refuerzos del tipo geomalla con resistencia a la tracción de 14kN/ml. Los detalles de los cálculos se muestran en el anexo, a continuación se muestra la tabla de resumen 5.9:

Tabla 5.9: Tabla de resumen de los cálculos obtenidos

Capa	Profundidad (m)	$l_{in,i}$ (m)	$\sigma_{v,n}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Resistencia al Arrancamiento $R_{Ai,k}$ (kN/ml)	Resistencia a la Rotura $R_{Bi,k}$ (kN/ml)
1	0.30	0.173	5.40	21.60	14.00
2	0.60	0.346	10.80	43.20	14.00
3	0.90	0.520	16.20	64.80	14.00
4	1.20	0.693	21.60	86.40	14.00
5	1.50	0.866	27.00	108.00	14.00

Como se puede observar en la tabla 5.9 la resistencia al arrancamiento es superior a la rotura por lo tanto la geomalla movilizará toda su resistencia a la tracción antes de ser arrancada, por lo tanto la resistencia a la tracción total movilizada en todos los refuerzos es de 70kN/ml y éstos a su vez incrementan el valor de la carga de hundimiento ( $\Delta Q$ ) igual a 121.24kN/m<sup>2</sup>, por lo tanto la carga de hundimiento es de 270.31N/m<sup>2</sup>

En resumen para una cimentación reforzada con 5 geomallas de resistencia de 14kN/ml y espaciadas cada 30cm, se obtiene una carga de hundimiento total de 270.31kN/m<sup>2</sup> y un BCR=270.31/186.96=1.45.

### 5.3.2. Método de Wayne et al (1998)

Los detalles de los cálculos se muestran en el anexo, para los cálculos de la carga de hundimiento de la cimentación reforzada se ha utilizado la fórmula 4.48 para cimentaciones corridas:

$$q_{u(R)} = 25 \times 5.14 + 18 \times 1.5^2 \left[ 1 + \frac{2 \times 0.5}{1.5} \right] \frac{5 \tan 30}{2.0} + \frac{2 \times 5 \times 14}{2.0} = 256.96 \text{ kN/m}^2$$

En resumen para una cimentación reforzada con 5 geomallas de resistencia de 14kN/ml y espaciadas cada 30cm, se obtiene una carga de hundimiento total de 256.96kN/m<sup>2</sup>, utilizando la metodología de Meyerhof y Hanna (1980) se tiene una carga de hundimiento del terreno bicapa sin refuerzo de 186.96kPa por lo que el BCR=256.96/186.96=1.37.

### 5.3.3. Método de Sharma et al (2009)

Tal como se describió en el apartado anterior el método de Sharma et al (2009) para terrenos multicapa donde el terreno inferior es un estrato arcilloso es muy parecido a la metodología analítica propuesta por Wayne (1998) salvo por ciertas consideraciones que realizan los autores con respecto a la inclinación desarrollada durante la movilización de la resistencia a la tracción de los refuerzos.

Los detalles de los cálculos se muestran en el anexo, para los cálculos de la carga de hundimiento de la cimentación reforzada se ha utilizado la fórmula 4.50 para cimentaciones corridas:

$$q_{u(R)} = 25 \times 5.14 + 18 \times 1.5^2 \left[ 1 + \frac{2 \times 0.5}{1.5} \right] \frac{5 \tan 30}{2.0} + \frac{2 \times 5 \times 14 \tan 22.5^\circ}{2.0} = 215.95 \text{ kN/m}^2$$

En resumen para una cimentación reforzada con 5 geomallas de resistencia de 7kN/ml y espaciadas cada 30cm, se obtiene una carga de hundimiento total de 215.95/m<sup>2</sup>, utilizando la metodología de Meyerhof y Hanna (1980) se tiene una carga de hundimiento del terreno bicapa sin refuerzo de 186.96kPa por lo que el BCR=215.95/186.96=1.16.

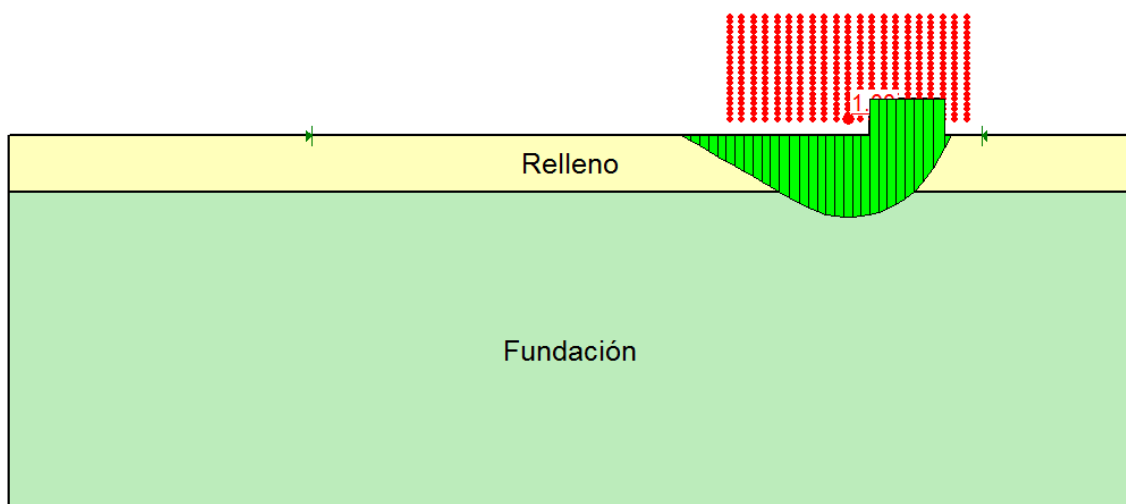
#### 5.3.4. Método de Equilibrio Límite

Para el presente cálculo se ha utilizado el programa comercial de equilibrio límite SLOPEW versión 7.10 para calcular la carga de hundimiento de la cimentación corrida sin refuerzo y reforzada, teniendo en consideración las recomendaciones del apartado 3.4 y la metodología de Morgenstern – Price.

Para el presente cálculo se considerará los mismos valores considerados para los cálculos anteriores por las metodologías analíticas de Wayne y Sharma, es decir un terreno multicapa sobre el cual esta apoyado una cimentación corrida con los datos mostrados en las tablas 5.7 y 5.8.

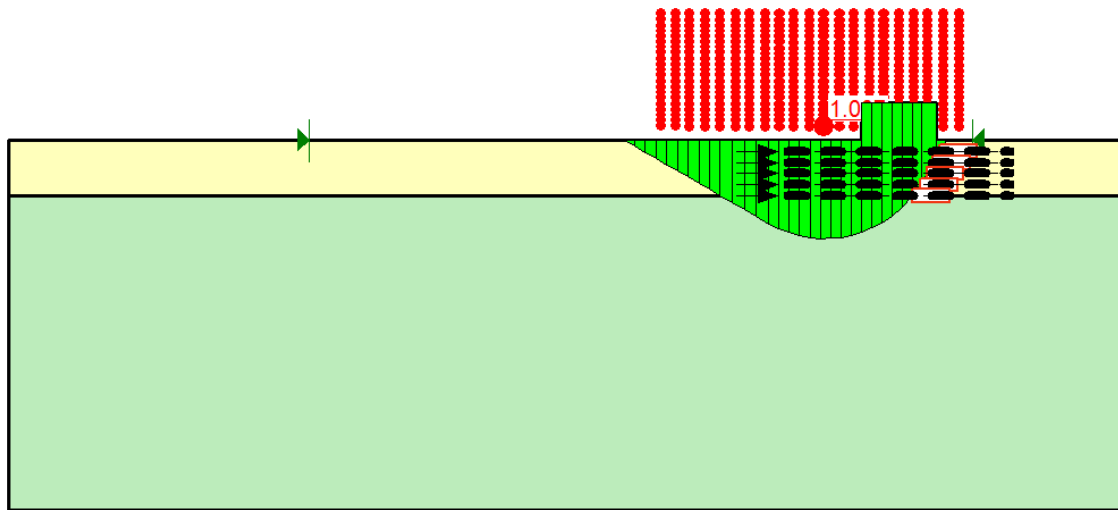
Tal como se describió en el apartado 3.4 el coeficiente de seguridad que se obtiene mediante el programa es el valor por el cual hay que reducir los parámetros de resistencia para que se produzca el equilibrio estricto, para poder obtener la carga de hundimiento se debe de mayorar la carga en la cimentación hasta obtener un factor de seguridad igual a la unidad.

Para el caso sin refuerzo la carga que genera un factor de seguridad de 1.00 es de 175kPa, este valor es la carga de hundimiento para la condición sin refuerzo.



**Figura 5.4: Superficie de rotura para el caso sin refuerzo.**

Considerando los 5 refuerzos de geomallas, espaciados cada 30cm y con una resistencia de 14kN/ml de cada refuerzo, la carga que genera un factor de seguridad de 1.007 es de 210kPa, este valor es la carga de hundimiento para la condición sin refuerzo.



**Figura 5.5: Superficie de rotura para el caso reforzado.**

El valor del BCR obtenido mediante la metodología de equilibrio límite es de  $BCR=210/175=1.20$ , a continuación se presenta una tabla de resumen de las metodologías de refuerzo de cimentaciones para terreno multicapas y equilibrio límite.

Tabla 5.10: Tabla de resumen de los cálculos obtenidos

Condición	Metodología			
	DGGT (kPa)	Wayne (kPa)	Sharma et al (kPa)	Equilibrio (kPa)
Sin Refuerzo <sup>(1)</sup>	186.96	186.96	186.96	175
Reforzado	270.31	256.96	215.95	210

(1) La metodología de Wayne y Sharma para el caso sin refuerzo es la misma que la de Meyerhof y Hanna.

## **6. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS**

En el presente apartado se presentan las principales conclusiones y comentarios obtenidos en la presente tesina:

- El presente trabajo estudió y recopiló información acerca de estudios tanto analíticos como a escala realizados en cimentaciones reforzadas utilizando elementos geosintéticos como principal elemento de refuerzo debido a su propiedad de resistencia a la tracción.
- Se detalló la importancia de la materia prima para la fabricación de los geosintéticos ya que de ella dependen las propiedades que éstos tienen, siendo una de las propiedades principales que dependen de la materia prima la resistencia a la fluencia.
- Las principales propiedades de un elemento de refuerzo del tipo geotextil o geomalla son su resistencia a la tracción, módulo de tracción, rigidez flexural y factores de reducción.
- El módulo de tracción de un elemento de refuerzo es muy importante, cuanto mas elevado sea este valor la carga de hundimiento de la cimentación aumenta.
- La resistencia a la tracción de diseño de los refuerzos depende principalmente de los factores de reducción a utilizar por lo que es importante que sus valores sean correctamente determinados siguiendo normas internacionales.
- El efecto que genera la inclusión de un elemento de refuerzo dentro de una masa de suelo es de una cohesión aparente.
- El mecanismo de interacción suelo-refuerzo es un factor muy importante en el comportamiento de los suelos reforzados, su correcta cuantificación e identificación es muy importante para el diseño de estructuras de suelo reforzado.
- El mejoramiento de la carga de hundimiento de un determinado tipo de suelo usualmente se realiza colocando un espesor de material de mejores propiedades encima de él, por lo que su comportamiento es de un terreno multicapa.

- Se evaluaron 6 metodologías analíticas de cálculo de la carga de hundimiento en terrenos multicapas sin refuerzo y 6 metodologías analíticas para la condición reforzada.
- Todos los estudios presentados comprueban que la inclusión de elementos de refuerzo geosintéticos dentro del suelo genera un aumento en la carga de hundimiento y una disminución en las deformaciones.
- Binquet y Lee (1975) plantearon la primera metodología analítica para el cálculo de cimentaciones reforzadas, esta metodología actualmente es poco usada debido a que presenta algunas incongruencias tales como: el aumento de la resistencia a la tensión en los refuerzos con la profundidad debido a una carga en la cimentación, esto es incongruente porque bien se sabe que la carga se disipa a medida que incrementamos la profundidad.
- Existe mucha variación en el valor del cálculo de la carga de hundimiento de cimentaciones reforzadas en terrenos completamente arenosos, esto es debido a que las metodologías son completamente distintas unas de otras.
- La metodología de Wayne et al (1998) para el refuerzo en terrenos multicapa considera que la resistencia del elemento de refuerzo se da en el sentido vertical, para que esta condición sea posible debe de existir mucha deformación en el refuerzo que a su vez debería de ser provocada por una gran deformación del suelo lo que en cimentaciones no es aceptable.
- La metodología de Sharma et al (2008) es muy parecida a la de Wayne et al (1998) solo que no considera una movilización de la resistencia a la tracción vertical sino con una inclinación de acuerdo a la movilización de un ángulo de fricción de la zona en punzonamiento, esta metodología da valores mas aceptables y muy parecidos a los calculados mediante equilibrio límite.
- El uso de programas de equilibrio límite para el cálculo de la carga de hundimiento nos dan valores semejantes a los planteados mediante las metodologías analíticas en terrenos multicapas, hay que tener ciertas consideraciones en la modelación de la estructura para que el análisis sea lo más acertado.

- En la metodología de equilibrio límite no interviene la ubicación del primer refuerzo ni la separación entre ellos debido ya que considera sólo el aporte de la resistencia a la tracción independientemente de su ubicación siempre y cuando se encuentre dentro de la zona de rotura, motivo por el cual es importante seguir las recomendaciones dadas para la configuración óptima.
- Para futuras investigaciones se sugiere los siguientes temas:
  - Análisis de las deformaciones en cimentaciones reforzadas con geosintéticos y planteamiento de una metodología analítica.
  - Influencia de la interacción suelo-refuerzo en el comportamiento de los suelos reforzados.
  - Estudios de nuevas formas de posicionamiento y pre tensión de los refuerzos.
  - Estudio del efecto de la cohesión aparente y de la modificación del Módulo de Elasticidad y Coeficiente de Poisson de una masa de suelo reforzada.
  - Estudio de las propiedades y el uso de refuerzos tipo triaxial en cimentaciones superficiales.
  - Hacer un estudio con métodos tenso – deformacionales.

## **ANEJO I - BIBLIOGRAFÍA**



Abu-Farsakh, M., Chen, Q., Yoon, S., Use of Reinforced Soil Foundation (RSF) to Support Shallow Foundation, Final Report. Louisiana Transportation Research Center (LTRC), Louisiana Department of Transportation and Development (LADOTD), Baton Rouge, LA, Report No. FHWA/LA.07/424, 2008, pp.195.

Abramento, M., Simpósio Brasileiro de Aplicac BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS. Durabilidade e comportamento de longo prazo de geossintéticos, Sao Paulo, 1995, pp. 217-226.

Binquet, J., Lee, K.L., Bearing capacity test on reinforced earth slabs, Journal of Geological Engineering Division, ASCE 101, 1975, pp.1241-1276.

Chandrasekaran, B., An experimental evaluation of fabric strength properties and behavior of fabric reinforced soil, Master of Engineering Thesis, national University of Singapore, pp. 275.

Chen, Q., An Experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation, PhD Dissertation, Louisiana State University, USA, 2007.

Chen, Q., Abu-Farsakh, M., Sharma, R., Zhang, X., Laboratory investigation of behavior of foundations on geosynthetic-reinforced clayey soil. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2007, pp. 28–38.

Das, B.M., Shin, E.C., Singh, G., Strip foundation on geogrid-reinforced clay: a tentative design procedure, International offshore and polar engineering conference, Los Angeles, 199, pp. 531-535.

Das, B.M., Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement. CRC Press, Boca Raton. 2009.

Den Hoedt, G., Creep and relaxation of geotextile fabrics. Journal of Geotextiles and Geomembranes, vol. 4, no.2, 1986, pp. 83-92.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik E.V – DGGT. Empfehlungen für bewehrungen aus geokunststoffen – EBGEO. Ernst & Sohn, Berlin, 1997.

Dirección General de Carreteras, Guía de Cimentación en Obras de Carreteras, España.

Fabrin, T. W., O uso de geossintéticos no reforço de fundações – aplicação ao caso de tubulações enterradas., Brasil, 1999.

Federal Highway Administration, National Highway Institute, U.S. Department of Transportation Washington, D.C. Geosynthetic design and construction guidelines. *FHWA-HI-95-038*, Estados Unidos, 1998.

Fragaszy, R.J., Lawton, E., Bearing capacity of reinforced san subgrades, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110, n°10, 1984, pp.1500-1507.

González, G.J., Estudio de la cimentación de cajones portuarios sobre banquetas de escollera, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, España, 2004.

Huang, C.C., Menq, F.Y., Deep-footing and wide-slab effects in reinforced sandy ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1997, pp. 30–36.

Houlsby, G. T., Milligan, G. W. E., Jewell, R. A. e Burd, H. J. A new approach to the design of unpaved roads, *Ground Engineering*, 22 (3), 1989, pp. 25 – 29.

Ingold,TS., Miller, K.S, *Geotextiles handbook*. Thomas Telford Ltd, UK. IRC:37 (2001) Guidelines for the design of flexible pavements. Indian Roads Congress, Nueva Delhi, 1991.

Kenny, M.J., Andraes, K.Z., The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay, *Geotechnique* 1997.

Koerner, Robert M. . *Design with geosynthetics*. New Jersey : Prentice Hall, 5th edition, 2005.

Kumar, A., Saran, S., Bearing capacity of rectangular footing on reinforced soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2003.

Kumar S.K, Hua Y.J. *Fundamentals of Geosynthetics engineering*, The Netherland, 2006.

Lawson, C.R., *Geosynthetics in soil reinforcement*. Proceedings of the symposium and Geomembranes, 1986, pp. 1-35.

MACCAFERRI, *Manual Técnico de Refuerzo de Suelos*, Sao Paulo, 2009.

Meyerhof, G., Hanna, A. M., Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 1980, pp. 300-303.

Myles, B., Carswell, I.G. Tensile testing of geotextiles. Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles, Austria, 1986, pp. 713-718.

Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. Canadian Geotechnical Journal, 1993, pp. 435-440.

Okamura M., Takemura J., Kimura T., Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium, Soils and Foundations Vol. 39, 1998, pp. 181-194.

Palmeira, E.M., The Study os Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Test, PhD Dissertation, University of Oxford, UK, 1987.

Patra, C.R., Das, B.M., Bhoi, M., Shin, E.C., Eccentrically loaded strip foundation on geogrid-reinforced sand. Journal of Geotextiles and Geomembranes, 2006, pp. 254-259.

Puertos del Estado, Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. España, 2005.

Richards, D.A., Scott, J.D, Soil geotextile frictional properties, Journal of Geotextiles and Geomembranes, Edmonton, Canada, pp.13-24.

Ruiken, A., Ziegler, M., Effect of reinforcement on the load bearing capacity of geosynthetic reinforced soil, Alemania.

Sharma, R., Chen, Q., Abu-Farsakh, M., Yoon, S. Analytical Modeling of Geogrid Reinforced Soil Foundation. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Volume 27, Issue 1, 2009, pp. 63-72.

Sarsby, R.W., Geosynthetics in civil engineering, Cambridge, England, 2007.

Schollosser, F., Long, N.T, Comportement de la terre armée dans les ouvrages de soutènement, Proc. 5<sup>th</sup> E.C.S.M.F.E, Vol 1, Madrid 1972, pp. 299-306.

Shin, E.C., Das, B.M, Puri, V.K, Yen, S.C, Cook, E.E., Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced clay, Geotechnical Testing Journal, vol. 16, n°4, pp. 534-541.

Task Force 27, Guidelines for the design of mechanically stabilized earth walls. AASHTO-AGC-ARTBA Joint Committee, Washington, DC, 1991.

Van Santvoort, G., *Geosynthetics in civil engineering*. A.A. Balkema, Rotterdam The Netherlands, 1995.

Yetimoglu, T., Whu, J.T.H, Saglammer, A., Bearing capacity of rectangular footing on geogrid-reinforced sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, pp. 2083–2099.

Wayne, M.H., Han, J., Akins, K., The design of geosynthetic reinforced foundations. In: *Proceedings of ASCE's 1998 Annual Convention & Exposition*. ASCE Geotechnical Special Publication 76, 1998, pp. 1–18.

## **ANEJO II – CÁLCULOS REALIZADOS**